

工學碩士 學位論文

부산신항 연약지반에 적용된 PBD공법의
지반개량 효과에 대한 연구

A Case Study on the Improvements of Soft Ground
Using PBD Method in Busan New Port

指導教授 金 泰 亨

2007年 2月

韓國海洋大學校 海事産業大學院

土木環境工學科

邊 基 準

本 論文을 邊 基 準의 工學碩士 學位論文으로 認准함.

委員長 工學博士 李 重 雨 (印)

委 員 工學博士 李 光 烈 (印)

委 員 工學博士 金 泰 亨 (印)

2007年 2月

韓國海洋大學校 海事産業大學院

土木環境工學科 邊 基 準

*A Case Study on the Improvements of Soft Ground
Using PBD Method in Busan New Port*

GI-JUN BYUN

*Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School of Maritime Industrial Studies
Korea Maritime University*

ABSTRACT

Usually, roads and structures construction on soft ground are related to the stability and usage problems due to long period of consolidation process if the soft ground is not improved. The ground improvement by vertical drain methods is not perfectly considered as theoretical calculations because of disturbance of soils by the installation of drain materials, sampling for testing, and etc. In addition, the efficiencies of the vertical drain methods may be affected by ground properties such as non-homogeneity and anisotropy. Because of these reasons, the estimates results are usually different from the measured (monitored).

In order to predict the real behaviors of the soft grounds it is necessary to understand the accurate soils engineering properties, application of the ground improvement method and process, and the construction sequence of drain methods. Therefore, monitoring data during construction and maintenance process is very important.

The thickness of soft soil layer that is needed improvement is generally about 25m in Busan New Port. However, a large area of ground in Busan

New Port has been improved up to below 25m.

Plastic Board Drain (PBD), one of the vertical drain methods, was applied at the North Container Terminal in Busan New Port to improve the soft ground. The design theory of the PBD method was described in detail here. The efficiencies of the adopted method (PBD) were validated by comparison with the measured results obtained from CPT, RI-Meter, and field vane tests.

It is expected that the output of this research is a useful documentation for design and analysis in the case of a similar soft ground improvement project in future.

목 차

ABSTRACT	i
LIST OF TABLES	v
LIST OF FIGURES	vi
제 1 장 서 론	1
1.1 연구의 배경 및 목적	1
1.2 연구내용 및 범위	2
제 2 장 관련이론 고찰	3
2.1 연약지반	3
2.1.1 정의	3
2.1.2 판정기준	3
2.1.3 연약지반에서 발생하는 공학적 문제점	4
2.2 연약지반개량 설계	6
2.2.1 개량공법의 종류	6
2.2.2 개량설계	9
2.3 계측 및 지반조사	29
2.3.1 계측설계	30
2.3.2 지반조사	39
제 3 장 연구대상지역에 대한 설계	41
3.1 연구대상지역의 위치 및 지반조건	41
3.1.1 연구대상지역 위치	41
3.1.2 지반특성	42
3.1.3 물리, 역학적 특징	45

3.1.4 지역구분에 따른 설계지반정수 산정	48
3.2 개량공법의 검토	49
3.2.1 개량공법의 선정	49
3.2.2 PBD공법	51
3.2.3 블록 구분	53
3.3 연약지반개량 설계	54
3.3.1 침하 검토	54
3.3.2 단계성토 검토	60
3.3.3 계측 및 지반조사	65
제 4 장 지반개량효과 분석	69
4.1 침하량분석	69
4.1.1 초기침하 분석	69
4.1.2 계측결과 분석	72
4.2 지반개량효과 분석	75
4.2.1 현장원위치 시험	75
제 5 장 결 론	81
참고문헌	83
부록 -블록별 침하곡선	85

LIST OF TABLES

Table 2.1	Decision of soft ground for sand	4
Table 2.2	Distinction of soft ground for clay	4
Table 2.3	A kind of improvement method for soft ground	8
Table 2.4	Assumption of Terzaghi consolidation equation	13
Table 3.1	Geological structure of study site	45
Table 3.2	Layer distribution of each region	49
Table 3.3	Basic conditions of each improvement method for soft clay	50
Table 3.4	Standard material and quality criterion for PBD	51
Table 3.5	Numerical analysis condition for calculation of consolidation settlement	56
Table 3.6	Review conclusion of delayed consolidation by smear effect and well resistance	57
Table 3.7	Analysis conclusion of the first ground improvement section	59
Table 3.8	Analysis conclusion of the second ground improvement section ..	60
Table 3.9	Slant of surcharge for ground improvement section	61
Table 3.10	Degree of consolidation by application of stability analysis of surcharge for each step	63
Table 3.11	Conclusions from analysis of slope stability for each construction section	64
Table 3.12	Measurement item and content by application for the study site	65
Table 4.1	Application of input data by TCON analysis	73
Table 4.2	Back analysis conclusion according to elimination of surcharge for each block	74

LIST OF FIGURES

Fig. 2.1 Relationship between end bearing capacity of a pile and skin friction and interpenetration for pile	6
Fig. 2.2 Design flow of improvement method for soft clay	10
Fig. 2.3 Smear zone and well resistance	20
Fig. 2.4 Arrangement of vertical filter and equivalent effective circle	23
Fig. 2.5 Mechanism of strength increase during consolidation process	26
Fig. 2.6 Calculation of final settlement rate by hyperbolic method	32
Fig. 2.7 Calculation of final settlement by Hoshino method	33
Fig. 2.8 Relationship between real measurement and settlement	34
Fig. 2.9 Calculation of final settlement by Asaoka method	35
Fig. 2.10 Stability management by Matsuo-Kawamura method	37
Fig. 2.11 Stability management by Tominaga-Hashimoto method	38
Fig. 2.12 Stability management by Kurihara method	38
Fig. 2.13 Stability management by Shibata-Sekiguchi method	39
Fig. 3.1 Location of Busan New Port	42
Fig. 3.2 Outline master plan of North Container Terminal	42
Fig. 3.3 Distribution index of soft layer (value of $N < 8$)	43
Fig. 3.4 Typical Section of Profile	43
Fig. 3.5 A cross section of geological stratum of representation	44
Fig. 3.6 N value of each depth	46
Fig. 3.7 Atterberg limits by each depth	46
Fig. 3.8 Plasticity chart	46
Fig. 3.9 Activity	46
Fig. 3.10 Undrained shear strength by each depth	47
Fig. 3.11 Compression index by each depth	47
Fig. 3.12 Relationship between liquid limit and compression index	47
Fig. 3.13 ZONE I outline of geological stratum distribution and ground characteristics	48
Fig. 3.14 ZONE II outline of geological stratum distribution and ground	

characteristics	48
Fig. 3.15 Outline of drain principal	52
Fig. 3.16 Classification of block	53
Fig. 3.17 Concept of analysis model for consolidation settlement	55
Fig. 3.18 Diagram by calculation of consolidation settlement	59
Fig. 3.19 Concept of first stage improvement for the north container terminal	61
Fig. 3.20 Model of slope stability analysis	64
Fig. 3.21 Measured situation of study site	66
Fig. 3.22 Installation section of measurement instrument	67
Fig. 3.23 Location map of confirmed survey for ground effect of study site	68
 Fig. 4.1 Result of initial settlement after reclamation versus elapsed time ..	70
Fig. 4.2 Result of initial settlement after reclamation versus reclamation thickness	70
Fig. 4.3 Result of initial settlement by CPT after reclamation	70
Fig. 4.4 Measurement and analysis result considering of initial settlement (PBD Pitch 1.2m)	71
Fig. 4.5 A part of CPT of ground survey	75
Fig. 4.6 Electrical Vane Shear Test	76
Fig. 4.7 Comparison of strength increasement after ground improvement at block A-1 and A-2.	78
Fig. 4.8 Comparison of strength increasement after ground improvement at block B-1 and B-2.	78
Fig. 4.9 Comparison of strength increasement after ground improvement at block C-1 and C-2.	79
Fig. 4.10 Comparison of strength increasement after ground improvement at block D-1 and D-2.	79
Fig. 4.11 Comparison of strength increasement after ground improvement at block E-1 and E-2.	80
Fig. 4.12 Comparison of strength increasement after ground improvement at block F-1 and F-2.	80

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

우리나라는 경제성장 및 산업의 발달, 인구의 증가 등으로 인한 주택 및 산업 플랜트의 건설에 의하여 가용할 수 있는 지반이 현저하게 줄어든 상태이다. 이로 인하여 과거에는 개발계획에서 제외되거나 기피되었던 연약지반의 활용이 절실하게 필요하였고 연약지반의 개량을 위한 각종 해석 기법 및 공법에 관한 연구가 지반공학 분야에서 활발하게 수행되고 있다. 이러한 연유로 연약지반을 개량하여 주거단지, 공공시설 및 산업부지 등으로 활용하기 위한 대규모 공사들이 국내 곳곳에서 진행되고 있으며, 산지가 전국토의 70%를 차지하고 있는 우리의 실정에서는 용지난의 어려움 때문에 지리적으로나 지질학적으로 불리한 해안 또는 강변의 연약지반을 활용해야 할 필요성이 높아지고 있다. 특히, 연약지반으로 주로 구성되어 있는 우리나라의 서·남해안 지역과 내륙의 하천 인근 지역의 연약지반 위에 대규모 공사들이 실시됨에 따라 이들 지역의 지반에 대한 문제점들이 심각하게 대두되고 있다. 다른 지반과는 달리 연약지반은 침하량이 크고 또한 장기간에 걸쳐 침하가 발생하므로 구조물의 안정 및 사용성에 큰 영향을 미친다.

본 연구는 이러한 연약지반 개량공법으로 부산신항만 북 컨테이너부두 조성 부지에 적용된 연직배수공법의 일환인 Plastic Board Drain(PBD)에 대한 설계 이론 고찰 및 지반개량 효과를 분석하는 것이 목적이며, 또한 본 연구가 향후 유사 연약지반개량 시 공법의 설계·해석기법의 검토에 유용한 자료가 되길 기대한다.

1.2 연구내용 및 범위

본 연구의 내용은 크게 다음과 같이 구성되어진다.

먼저 제2장에서는 연약지반의 정의 및 연약지반에서 발생하는 공학적 문제점, 개량공법의 종류, 설계순서 및 이론, 이론값과 실측치의 비교분석을 위한 계측 및 지반조사계획 등을 고찰한다.

제3장에서는 연구대상지역에 대한 연약지반개량설계로 지반조사 결과를 이용하여 개량대상이 되는 지반의 특성을 분석하였고, 연구대상지반에 적용할 지반개량공법의 선정과정 및 PBD공법의 설계사례를 제시하였다.

제4장에서는 지반개량효과 분석을 위해 침하계측결과를 이용하여 연구대상지반의 현재 압밀도와 장래 예상 침하량을 분석하였으며, 아울러 콘관입시험(CPT), 현장배인시험(FVT)의 현장원위치시험 결과를 통하여 PBD공법에 의한 연구대상지반의 개량효과를 종합적으로 분석하였다.

제 2 장 관련 이론 고찰

2.1 연약지반

2.1.1 정의

연약지반이란 일반적으로 상부구조물을 지지할 수 없는 상태의 지반을 의미한다. 예를 들어 연약한 점성토, 유기질토 등이 이에 속하며 이러한 지반위에 도로, 교량, 건물 등이 시공되면 침하량이 과다하게 발생하고, 지지력 부족에 의한 지반 및 구조물의 파괴가 생길 수 있다. 느슨한 사질토의 경우에도 지진이나 폭파에 의한 진동이 전달될 때 갑작스런 침하 또는 활동이 발생할 수 있는 연약지반이다. 이러한 일련의 문제들이 예상되는 지반이 연약지반이며 구조물을 축조하기 앞서 지반개량이 선행되어야 한다.

2.1.2 판정기준

연약지반의 판정기준은 모래의 경우 상대밀도로, 점토의 경우 굳기(consistency)로 나타낸다. Table 2.1과 같이 상대밀도가 35% 이하인 모래는 연약지반으로 분류되며 N값이 4이하이면 대단히 느슨한 모래(very loose sand), 10이하이면 느슨한 모래라고 표현한다. 점토의 경우 Table 2.2에서 보듯이 일축 압축강도(q_u)가 0.50kg/cm^2 이하인 점토는 연약점토(soft clay)로 분류되며 일축 강도가 0.25kg/cm^2 이하이면 대단히 연약한 점토(very soft clay)로 분류된다. 표준관입시험 기준으로는 N치가 4 이하이면 연약한 점토, 2이하이면 대단히 연약한 점토로 분류된다.

Table 2.1 Decision of soft ground for sand(Terzaghi & Peck, 1948)

N	상 대 밀 도 (%)
0 ~ 4	대단히 느슨 (15)
4 ~ 10	느슨 (15 ~ 35)
10 ~ 30	중 간 (35 ~ 65)
30 ~ 50	참 참 (65 ~ 85)
50 이상	대단히 참참 (85 ~ 100)

Table 2.2 Distinction of soft ground for clay(Terzaghi & Peck, 1948)

군 기	N 값	일축압축강도, q_u (kg/cm ²)
대단히 연약	< 2	< 0.25
연 약	2 ~ 4	0.25 ~ 0.5
중 간	4 ~ 8	0.5 ~ 1.0
견 고	8 ~ 15	1.0 ~ 2.0
대단히 견고	15 ~ 30	2.0 ~ 4.0
고 결	> 30	> 4.0

2.1.3 연약지반에서 발생하는 공학적 문제점

연약지반상에서 발생하는 공학적 문제점으로는 지지력 및 활동에 관한 문제, 침하문제, 부마찰력문제, 액상화문제 등이 있다.

1) 지지력 및 활동에 관한 문제

연약지반은 상부구조물을 지지하기에는 일반적으로 지지력이 부족하다. 지지력 부족여부에 대한 판정은 지지력 공식을 적용하여 계산한 극한지지력과 실제 구조물 축조 시 가해지는 응력을 서로 비교하여야 하며 이때의 해석조건은 비배수조건, 즉 $\phi = 0$ 해석이 적용된다.

활동에 대한 검토방법은 여러 학자들에 의해 다양하게 제시되어 왔지만 것으로 실제 점토의 거동을 정확히 예측하기란 쉬운 일이 아니며 가장 신뢰할 수 있는 방법은 시험시공을 통한 점토의 파괴를 관찰하는 것이다.

2) 과도한 침하

점토지반의 침하과정은 즉시침하, 압밀침하 및 2차압밀침하의 3단계로 나눌 수 있다. 즉시침하는 하중이 가해짐과 동시에 발생하는 침하이고 압밀침하는 과잉간극수압이 소산되면서 발생하는 침하를 의미하며 시간에 의존하여 그 크기가 커지는데 연약지반에서의 침하는 대부분 압밀침하로 본다. 2차압밀침하는 과잉간극수압이 소산된 후 점토 입자의 구조적인 재배열을 통하여 발생하는 침하를 의미한다. 그러나 실제로는 1차압밀이 진행되는 동안에도 2차압밀이 발생하지만 이론상 2차압밀은 전자가 완료된 후 발생한다고 가정한다.

3) 부마찰력

연약지반에 시공된 말뚝의 경우 주위의 지반이 말뚝보다 더 많이 침하할 때 부마찰력이 발생한다. 일반적으로 점토의 소성이 낮을수록 부마찰력의 크기는 작으며 부마찰력은 말뚝의 전체길이에 걸쳐서 일정하게 분포되지 않고 하부로 갈수록 줄어든다. Fig. 2.1은 말뚝의 지지력을 선단지지력과 주변마찰력으로 구분하여 나타낸 것인데 주변마찰력은 약간의 변위에도 극한치에 도달하지만 선단지지력은 관입량이 증가할수록 커진다는 사실을 알 수 있다.

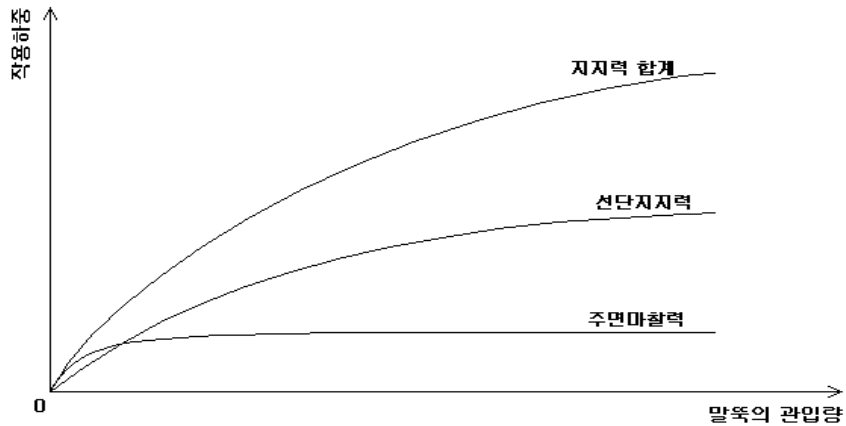


Fig. 2.1 Relationship between end bearing capacity of a pile and skin friction and interpenetration for pile

4) 액상화 현상

포화된 느슨한 모래가 진동을 받으면 순간적으로 다져지면서 체적이 감소한다. 비배수상태에서 발생한 체적의 감소는 간극수압을 발생시키며 간극수압의 크기가 상부 구조물의 하중과 동일하게 된다면 유효응력이 0이 되어 모래는 강도를 상실하고 마치 액체와 같은 거동을 나타낼 것이다.

2.2 연약지반개량 설계

2.2.1 개량공법의 종류

연약지반 개량공법은 압출에 의한 강제치환공법과 같은 경험적인 방법을 비롯하여 1960년대 이후 외국으로부터의 기술도입으로 대단히 많은 종류의 연약지반 개량공법이 이용되고 있으나 이 가운데 개량의 원리, 개량의 목적 및 지반의 성질에 의하여 그 종류를 구분하면 다음과 같다.

1) 개량원리에 의한 분류

일반적으로 개량원리에 의한 분류법은 치환, 탈수, 다짐, 고결의 네 종류로

분류하고 있다.

2) 개량목적에 의한 분류

개량목적에 의한 분류는 흙의 기본적인 역학적 특성을 고려하여 검토하는 경우에 필요하며 개량의 목적은 공법의 효과로 나타내는 것으로써 보통 다음과 같은 네 종류로 구분한다.

- 안정대책 (지반지지력의 증대)
- 침하대책 또는 변형대책(침하, 융기방지)
- 지수대책 (수압, 침투성의 감소 혹은 제거)
- 내구성의 대책 (유지관리)

3) 지반의 성질에 의한 분류

개량하는 지반의 성질에 의한 분류는 일반적으로 공법의 적용지반을 나타내는 것으로써 이들 공법이 지반의 성질이나 퇴적상태에 의해서 시공성이 좌우되기 때문에 개량 대상지반을 대략 다음과 같이 나눌 수 있다.

- 사질토, 점성토와 특수토
- 비포화토와 포화토
- 얕은지반과 깊은지반
- 자연퇴적토와 인공매립토 혹은 성토
- 평탄지와 경사지

이와 같이 연약지반에 대한 개량의 원리, 개량의 목적과 지반의 성질에 의한 대책공법의 종류는 Table 2.3과 같다.

Table 2.3 A kind of improvement method for soft ground

구분	개량 원리	주 요 공 법	개 량 목 적	적 용 지 반	
하 중 조 절	경량화	경량자재	·지반의 지지력 향상 ·지반의 전단변형 억제 ·지반의 침하억제 ·활동파괴의 방지 ·시공기계의 주행성확보	점성토 지반 유기질토 지반	
	하중 균형	압성토공법			
	하 중 분 산	침상공법			
		Sheet. Net 공법			
		Sand mat 공법			
		표층혼합처리공법		점성토지반	
지 반 개 량	치환	굴착치환공법	·지반파괴의방지,침하의감소	점성토 지반 유기질토 지반	
		강제치환공법			
	탈수	Preloading		·압밀 침하촉진 ·지반의 강도증진 촉진 ·활동파괴의 방지	점성토 지반 유기질토 지반
		연직 배수 공법	Sand drain 공법		
			Pack drain 공법		
			Paper drain 공법		
			Plastic drain 공법		
		지하수 저하 공법	Well point 공법	사질토 지반	
			Deep well 공법	점성토지반	
	생석회 Pile 공법				
	다짐	Sand Compaction Pile 공법		·침하의 감소 ·액상화의 방지 ·활동파괴의 방지	점성, 사질, 유기질토,
		Vibroflotation 공법			사질토 지반
		Vibro tamper 공법			
		쇄석 Pile 공법			점성토, 사질토 지반
		동압밀공법			사질토 지반
	고 결	석회계 심층혼합처리공법		·활동파괴 방지 ·침하의 감소 ·지반의 전단변형 방지 ·지반의 Piping 방지	점성토 지반
		시멘트계 심층혼합처리공법			점성토,사질토지반
		분사교반공법			
		동결공법			
	지 수	약액주입공법		·지반 측방유동방지 지수 ·지반지수	사질토 지반
		분사주입공법			점성토, 사질토 지반
		지수널말뚝 공법			사질토, 유기질토 지반
지중 구조	굴격 형성	체결성토 공법	·활동파괴의 방지 ·측방유동 방지	점성토, 사질토 지반, 유기질토 지반	
		Pile Cap, Pile Slab 공법			

2.2.2 개량설계

1) 설계순서

지반개량공법 설계의 기본방향은 설계 이전 단계에서 현장 상황을 최대한 반영하는 적절한 설계조건을 설정하고 지반의 공학적 특성과 하중조건을 반영하여 공사가 제대로 시행될 수 있도록 공학적으로 타당성이 있고 경제적인 설계를 하는데 있다. 또한 지반개량공사 중에 현장조건과 설계조건이 일치하지 않는 경우에는 현장조건에 맞도록 설계를 재검토하여야 할 필요가 있다. Fig. 2.2는 연약지반개량공법의 설계순서를 간략화한 것이다.

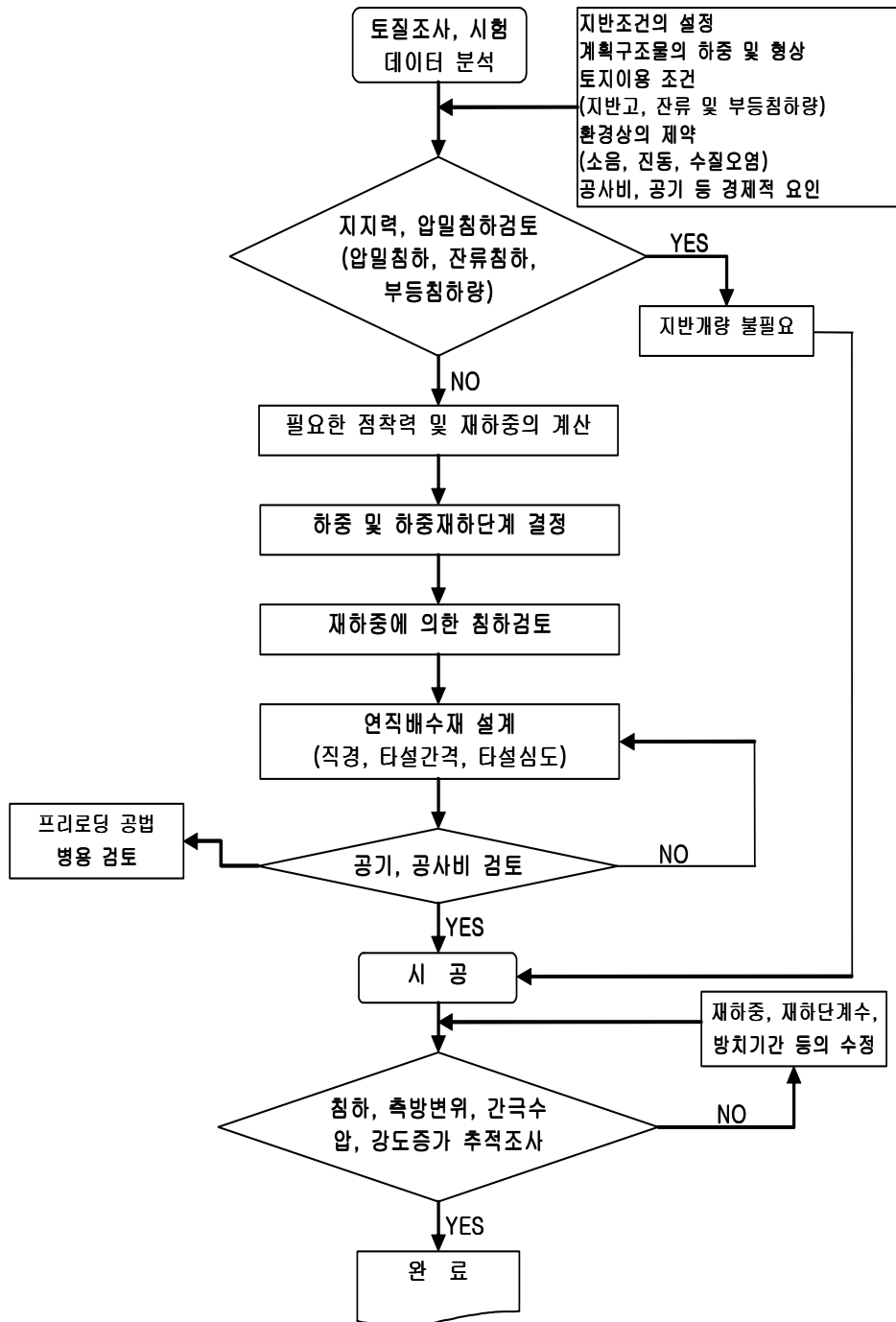


Fig. 2.2 Design flow of improvement method for soft clay

2) 압밀이론

가. 연직배수재가 설치되지 않은 자연지반의 연직배수이론

압축성이 매우 크고 시간의존적인 압밀침하를 나타내는 연약지반의 압밀거동을 예측하기 위하여 자연지반의 경우에는 Terzaghi의 1차원 압밀이론이 주로 적용되어왔다. Terzaghi는 다음과 같은 기본 가정 하에 1차원 압밀이론식을 유도하였다.

- 연직방향 흐름과 변형을 만 유발되는 경우(1차원 가정)

$$\text{- 평형방정식 : } \sigma = \gamma_t z + \text{표면응력} \quad (2.1)$$

$$\text{- 응력-변형을 관계(선형가정) : } \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} = -a_v \quad (2.2)$$

여기서, σ'_v : 연직유효응력, e : 간극비

$$\text{- 연속방정식: } k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.3)$$

(완전포화 및 일정한 투수계수(k) 가정, h : 총수두)

$$\text{여기서, } \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = -a_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (2.4)$$

식(2.4)를 (2.3)에 대입하면

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = - \frac{a_v}{(1+e)} \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = - \frac{a_v}{(1+e)} \frac{\partial}{\partial t} (\sigma_v - u_{ss} - u_e) \quad (2.5)$$

여기서, u_{ss} : 정수압, u_e : 과잉간극수압

- 총수두 $h = h_e + \frac{u}{\gamma_w} = h_e + (u_{ss} + u_e)/\gamma_w$ 이므로

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (2.6)$$

(정수압은 깊이에 따라 선형 증가 한다고 가정)

식(2.6)을 식(2.5)에 대입하여 변환하면

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = - \frac{a_v}{1+e} \left(\frac{\partial \sigma_v}{\partial t} - \frac{\partial u_e}{\partial t} \right), \quad \frac{\partial u_{ss}}{\partial t} = 0 \text{ 으로 가정} \quad (2.7)$$

따라서 Terzaghi의 1차원 압밀방정식은 다음과 같이 얻어진다.

$$c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \left(c_v = \frac{k}{\gamma_w} \frac{1+e}{a_v} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \right) \quad (2.8)$$

따라서 배수재가 설치되지 않는 균질한 지반 내에서 1차원 압밀이 유발되는 경우에는 위의 Terzaghi 1차원 압밀방정식을 적용하여 해를 구할 수 있고 이때 지반물성과 관련된 설계변수는 오로지 압밀계수 c_v 값 하나이다. 그리고 이러한 압밀계수 값은 실내 압밀시험 결과 얻어진 자료를 이용하여 구하고, 이를 적용하여 실제 현장지반의 압밀침하를 예측한다.

그럼에도 불구하고 Terzaghi는 이러한 간편한 형태의 압밀방정식을 유도하기 위하여 Table 2.4에서 나타난 바와 같이 실제와는 다소 비현실적인 가정들을 도입하였다.

Table 2.4 Assumption of Terzaghi consolidation equation

비교항목	Terzaghi 가정	실제지반
점토지반	균질	비균질
포화도	완전포화	완전포화는 불가능
압축	1차원 압축	2차원 또는 3차원 압축
배수	1차원 배수	2차원 또는 3차원 배수
Darcy 법칙	성립	성립
투수계수	압력크기에 상관없이 일정	준설점토는 일정하지 않음
응력-변형률 관계	선형변화	비선형 변화
2차압밀	무시	유기질점토 발생

따라서 이를 보완하기 위한 많은 연구들이 수행되어 왔다. 즉 변화되는 압축성, 투수계수, 2차압밀효과, 대변형, 2차원 또는 3차원 효과 등을 고려하기 위한 많은 연구들이 수행되었다.

나. 연직배수재가 설치된 지반의 수평배수이론

지반강도와 투수계수가 매우 낮은 연약지반위에 매립이나 제방을 축조 시, 연약지반의 압밀을 촉진시켜 지반강도를 보강하고자 하는 수단으로서 연직배수 공법이 널리 사용되어지고 있다. 이와 같이 연직배수재가 설치된 지반의 압밀 해석을 위하여 Rendulic(1935) 및 Carillo(1942)는 방사상 흐름에 의한 압밀방정식을 발표하였고, Barron(1944, 1948)은 최초로 지반교란효과(smear effect)와 배수정저항효과(well resistance) 영향을 고려한 평균압밀도를 산정하는 식을 제안하였다. 이후 Yoshikuni & Nakanodo(1974), Hansbo(1979, 1981), Onoue(1988), Zeng & Xie(1989), Lo(1991) 등에 의해 관련 식들이 발표되었다.

(1) Rendulic 및 Carillo

Rendulic(1935)은 Terzaghi 1차원 압밀이론의 모든 가정을 포함한 배수재의 방사상 흐름에 의한 1차원 연직압축에 대한 미분방정식을 공식화하여 아래 식 (2.9)와 같이 정의하였다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) \quad (2.9)$$

여기서, $c_h (= k_h / (m_v \gamma_w))$: 수평압밀계수, u : 과잉간극수압,

t : 시간, r : 반경방향의 거리

Carillo(1942)는 식(2.10)에 의해 지배받고 있는 1차원 압축, 연직 및 방사상 흐름에 의한 과잉간극수압 $u_{r,z}$ 를 식(2.11)과 같이 구하였다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + c_h \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) \quad (2.10)$$

$$u_{r,z} = \frac{u_r u_z}{u_0} \quad (2.11)$$

여기서, $c_v (= k_v / (m_v \gamma_w))$: 연직압밀계수

u_r, u_z : 각각 방사상 흐름과 연직흐름에 대한 과잉간극수압

식(2.11)을 평균과잉간극수압으로 대체하면, 대상층의 평균압밀도는 각각 분리되어 구해진 Terzaghi(1924)와 Rendulic(1935)의 해인 U_z 와 U_r 을 조합함으로써 아래 식(2.12)와 같이 구할 수 있다.

$$U = 1 - (1 - U_z)(1 - U_r) \quad (2.12)$$

여기서, U : 연직과 방사상 흐름의 조합에 대한 임의시간 t 에서 점토층의

평균압밀도

U_z : 연직흐름만에 의한 임의시간 t 에서 점토층의 평균압밀도

U_r : 방사상흐름만에 의한 임의시간 t 에서 점토층의 평균압밀도

(2) Barron

Rendulic(1935)과 Carillo(1942)에 의한 연구결과를 알지 못한 채 Barron은 근본적으로 그들과 똑같은 해를 독자적으로 개발했고, 1944과 1948에 그의 연구결과를 발표했다. Barron(1948)은 점토층내에서 발생하는 연직변형에 대하여 두가지 가정에 대해 정밀한 해를 제시했다. 첫째로 자유 연직변형률은 표면하중의 균등한 분포로 발생되며, 둘째로 등연직변형률은 표면의 모든점들에 대해 동일한 연직변형이 발생된다는 2가지 가정을 제시하였다. 자유변형률의 경우와 등연직변형률의 경우에 대하여 지반교란효과(smear effect)와 배수저항효과(well resistance)의 영향을 고려한 평균압밀도를 산정하는 식을 제안하였다. Barron의 제안식은 Terzaghi 1차원 압밀방정식에 기초를 둔 것으로서 연직배수와 수평배수를 고려하여 점토의 투수계수 및 체적압축계수는 압밀 중에 변하지 않는다는 가정 하에 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + c_h \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) \quad (2.13)$$

위의 식 (2.13)은 간극수가 연직방향 및 수평방향으로 흐를 경우의 압밀방정식이지만 일반적으로 연직배수재는 점토층의 두께에 비해 상당히 작은 간격으로 타설되기 때문에 연직방향을 흐르는 것은 무시하고 수평방향을 흐르는 것을 고려하여 압밀해석을 수행한다. 수평방향만의 흐름을 고려한 압밀방정식 및 그 해는 다음과 같다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) \quad (2.14)$$

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-2T_r}{F(n)}\right) \quad (2.15)$$

$$\text{여기서, } F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (2.16)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

d_e : 집수범위를 원으로 환산한 경우의 등가 유효원의 직경

d_w : 연직배수재의 등가 환산직경

지반교란(smear)을 고려할 경우 등연직변형률 조건으로 구한 평균압밀도는 식 (2.15)과 같으며, 단지 $F(n)$ 을 다음과 같이 나타내었다.

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln\left(\frac{n}{s}\right) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s} \frac{n^2 - s^2}{n^2} \ln(s) \quad (2.17)$$

$$\text{여기서, } s = \frac{d_s}{d_w}$$

d_s : 교란영역(smear zone)의 직경

k_s : 교란영역(smear zone)에서의 투수계수

(3) Yoshikuni & Nakanodo

Yoshikuni & Nakanodo (1974)는 배수정저항(well resistance)만을 고려하여 평균 압밀도 (U_r)를 산정할 수 있는 근사식을 식 (2.18)과 같이 제안하였다.

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{2T_r}{F(n) + 0.8L^*}\right) = 1 - \exp\left(-\frac{2T_r}{F(n) + 2.6G}\right) \quad (2.18)$$

$$\text{여기서, } F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$L^* = \frac{32}{\pi^2} \frac{k_h}{k_w} \frac{l}{d_w} = \frac{32}{\pi^2} G$$

$$G = \frac{k_h}{k_w} \left(\frac{l}{d_w}\right)^2$$

k_w : 연직배수재의 종방향 투수계수

l : 연직배수재의 길이

(일면배수일 경우는 전체길이, 양면배수일 경우는 길이의 1/2)

(4) Hansbo

Hansbo(1979, 1981)는 방사상 흐름만을 가진 토층의 등연직변형률의 조건에 대한 해를 제시했다. 이 제안된 해는 교란이 없는 경우 Barron의 해와 동일하며, 교란을 고려한 경우 Hansbo는 교란된 흐름 Barron의 이론처럼 비압축성으로 가정하는 대신에 불교란된 흐름과 동일한 압축성을 가진다는 가정에서 유도되었다. 이 해는 식(2.15)와 같으나 $F(n)$ 식은 (2.19)와 같다.

$$\begin{aligned} F(n) = & \frac{n^2}{n^2 - 1} \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right) + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) \\ & + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left(\frac{s^4 - 1}{4} n^2 - s^2 - 1 \right) \end{aligned} \quad (2.19)$$

또한 Hansbo는 지반교란과 배수정 저항을 모두 고려한 해를 제시하였다. 임의의 깊이 z 에서 식(2.15)의 $F(n)$ 을 다음식과 같이 식(2.20)으로 나타내었다.

$$F(n, s) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right) + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) \\ + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left(\frac{s^4 - 1}{4} n^2 - s^2 - 1 \right) + \pi z (2l - z) \frac{k_h}{q_w} \left(1 - \frac{1}{n^2} \right) \quad (2.20)$$

여기서, $qw = \pi r_w^2 k_w$ 는 배수재의 통수능

z : 임의지점의 연직배수재의 배수거리

(5) Onoue

Onoue(1988)은 지반의 전압밀도에 영향을 미치는 흙의 방사방향의 압축성 증가보다는 오히려 교란된 흙의 투수성 감소가 더 영향을 준다고 결론지어, 등가 간격비(equivalent spacing ratio : n')을 이용한 근사식을 식(2.21)과 같이 제안하였다.

$$U_r = 1 - \exp \left(- \frac{2T_r}{F(n) + 0.8L^*} \right) \quad (2.21)$$

$$F(n') = \frac{n'^2}{n'^2 - 1} \ln(n') - \frac{3n'^2 - 1}{4n'^2} \quad (2.22)$$

여기서 $n' = n \cdot s^{\eta-1}$

$\eta = \frac{k_h}{k_s}$ = 교란영역의 투수계수비

(6) Zeng-Xie

Zeng-Xie (1989)는 교란을 고려하거나 고려하지 않는 경우에 배수정저항을 고려할 수 있는 근사식을 식(2.23)과 같이 제시하였다.

$$U_r = 1 - \exp \left(- \frac{2T_r}{F(n, s) + \pi G} \right) \quad (2.23)$$

여기서 $G = \frac{k_h}{k_w} \left(\frac{l}{d_w} \right)^2$ 여기서 G: 배수정 저항에 대한 지수

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right) + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) \\ + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left(\frac{s^4 - 1}{4} n^2 - s^2 - 1 \right)$$

(7) Lo

Lo(1991)는 Zeng-Xie(1989)가 언급하였던 것과 같이 Hansbo(1981)의 가정인 시간에 대한 연직변형률비 $\frac{\partial \epsilon}{\partial t}$ 가 배수정 저항시 깊이 에 따라 일정하다는 사실을 재차 지적하였다. 그리고 Zeng-Xie의 제안식을 보완하여 아래 식 (2.24)와 같이 나타내었다.

$$U_r = 1 - \exp \left(- \frac{2T_r}{F(n, s) + 2.5G} \right) \quad (2.24)$$

$$\text{여기서 } G = \frac{k_h}{k_w} \left(\frac{l}{d_w} \right)^2$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right) + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) \\ + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left(\frac{s^4 - 1}{4} n^2 - s^2 - 1 \right)$$

배수재의 배수정저항(well resistance)과 지반교란영역(smear zone)을 그림으로 나타내면 Fig. 2.3과 같다.

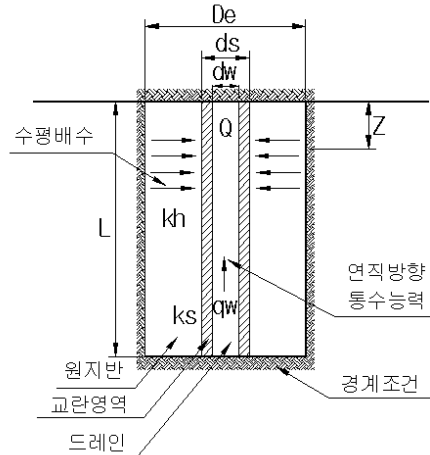


Fig. 2.3 Smear zone and well resistance

3) 개량설계

연약지반개량 설계는 허용 공기 내에 구조물의 사용성 및 안정성을 확보하도록 검토하는 것이다.

가. 침하검토

구조물의 사용성은 주로 침하와 관련된 문제로 지반개량 후 사용하중에 의한 허용 잔류침하량으로 규정한다. 계산은 먼저 전체 침하량을 산정하고 허용잔류침하량을 고려한 지반개량 소요압밀도를 산정한다. 그러나 현재까지 주로 이용되는 침하량 계산방법은 지반을 균질하고 등방압밀 상태로 가정하기 때문에 실제 자연지반과는 다소 차이가 있으므로 실제 시공 시 계측관리를 통하여 이를 재검토하여야 한다.

(1) 침하량

연약지반의 침하는 하중의 재하 즉시 일어나는 즉시침하와 시간에 따라 지속적으로 일어나는 압밀침하로 구분된다. 일반적으로 점토지반의 즉시침하는 매우 작아서 무시하며 압밀침하는 간극수압의 소산으로 발생하는 1차 압밀침하량

과 토립자의 재배치에 의한 2차 압밀침하량으로 구분된다.

가) 1차 압밀침하량

Terzaghi의 1차원 압밀이론을 근거로 하여 유도된 압밀침하량 계산법은 여러 가지가 있다. 본 연구에서는 압축지수를 이용한 C_c 법을 적용하였는데, 이 방법으로 산출되는 1차 압밀침하량은 다음의 식과 같다.

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \quad (\text{정규압밀점토}) \quad (2.25)$$

$$S_c = \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \quad (\text{과압밀점토}) \quad (2.26)$$

$$S_c = \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma_c}{\sigma_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \frac{\sigma_c + \Delta\sigma}{\sigma_c} \quad (2.27)$$

(과압밀 응력범위와 정규압밀 응력범위의 압밀침하량 산정식)

여기서, S_c : 1차 압밀침하량

C_c : 압축지수

C_r : 팽창지수

e_0 : 초기간극비

σ_0 : 원위치 유효응력

σ_c : 선행압밀하중

$\Delta\sigma$: 유효응력의 증가량

H : 점토층의 두께

나) 2차 압밀침하량

이론적으로 흙의 성질이 비압축성이라 가정할 때 과잉간극수압이 완전히 소산되면 침하는 끝났다고 볼 수 있으나 실제로는 1차 압밀이 끝났어도 시간이 지남에 따라 점토입자의 크립현상에 의해서 침하는 계속 일어난다. 이때의 침하를 2차 압밀침하라 하며, 2차 압밀침하는 유효응력비, 하중증가비, 온도, 시

간 등의 영향을 받는다. 2차 압밀침하량은 1차 압밀종료시점의 유효응력, 간극비, 점토층 두께, 1차 압밀시간 등을 이용하여 계산이 가능하며 다음의 식으로 산정된다.

$$S_s = \frac{C_a}{1+e} \cdot H' \cdot \log \frac{t_p + t}{t_p} \quad (2.28)$$

여기서, S_s : 2차 압밀침하량

C_a : 2차 압축지수

H' : 1차 압밀 후 점토층 두께

e : 1차 압밀 후 간극비

t_p : 1차 압밀 소요시간

t : 1차 압밀 완료 후 시간

(2) 침하시간

가) 연직배수재가 설치되지 않은 자연지반

$$t = \frac{T_v H^2}{c_v} \quad (2.29)$$

여기서, T_v : 수직방향 시간계수

$$0 < U < 53\% \quad : \quad T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U(\%)}{100} \right)^2$$

$$54 < U < 100\% \quad : \quad T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U(\%))$$

H : 배수거리

c_v : 수직방향 압밀계수

나) 연직배수재가 설치된 지반

연직배수재가 설치된 지반의 경우 필요압밀도에 소요되는 침하시간은 연직

배수재의 배치로 검토하는데 연직배수재의 배치는 Fig. 2.4와 같이 삼각형 또는 정방형으로 배치하게 되고, 이때 간극수가 유입되는 범위는 각 드레인의 등거리에 있는 면으로 둘러싸인 부분을 말하며 해석적 편의를 위해 등면적을 원으로 가정하여 적용하며 환산식은 다음과 같다.

$$\text{삼각형 배치의 경우 : } de = 1.05 \times d \quad (2.30)$$

$$\text{사각형 배치의 경우 : } de = 1.13 \times d \quad (2.31)$$

여기서, de : 등가 유효원의 직경

d : 드레인의 타설간격

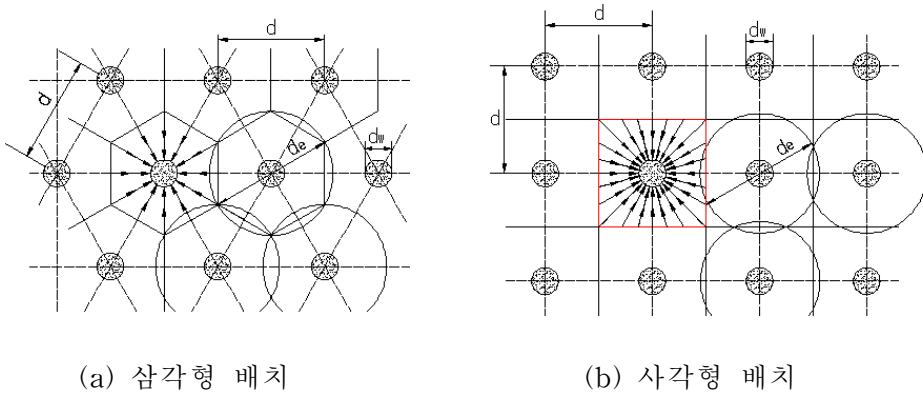


Fig. 2.4 Arrangement of vertical filter and equivalent effective circle

일반적으로 폭 10cm, 두께 3mm 정도의 판형제품이 대부분인 PBD를 중공원주문제로 해석하기 위해 Hansbo(1979)는 유한요소해석을 실시하여 다음과 같은 PBD의 등가환산직경을 제안하였다.

$$\text{등가환산직경 } d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (2.32)$$

여기서 a , b 는 각각 PBD의 폭과 두께이다

PBD의 타설간격은 일반적으로 다음과 같은 순서에 의해 결정한다.

- ① 공사기간에 적정한 경과일수에 대한 압밀도(U)의 값을 산정한다.
- ② 타설간격을 가정한다.
- ③ 타설배열을 결정하여 등가 유효원의 직경(d_e)을 산정한다.
- ④ PBD재의 등가 환산 직경(d_w)를 구한다.
- ⑤ 산출한 d_e 와 d_w 의 비(n)를 다음 식에 의하여 소숫점 2자리까지 산출한다.

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (2.33)$$

- ⑥ 수평방향 압밀계수 (c_h)를 정한다. 수평방향의 압밀계수는 연직방향 압밀계수(c_v)의 2 ~ 3배를 취한다.
- ⑦ 지반의 교란상태를 고려한 교란영역(smear zone)의 설정과 교란영역에서의 투수계수 k_s 를 취한다.
- ⑧ 소요압밀도(U)에 이르는 시간(t)는 다음 식에 의해 산정한다.

$$t = (d_e)^2 \times \frac{T_h}{c_h} \quad (2.34)$$

여기서, t : 소요 압밀도에 달하는 필요 시간

T_h : 수평 방향의 압밀시간계수

c_h : 수평방향의 압밀계수

산정된 t 가 필요로 하는 공기에 맞도록 타설간격(d)의 값을 변화시키며 반복 계산하여 소요의 t 를 얻을 수 있는 타설간격을 결정한다.

나. 단계성토 검토

연직배수재 설치만으로는 지반 중의 간극수를 배출시킬 수 없다. 어느 두 점 사이에 있는 흙의 간극을 통해서 물이 흐르기 위해서는 전수두의 차이가 발생되어야 한다. 전수두(h_t)는 위치수두(h_e), 압력수두($h_p = \frac{u}{\gamma_w}$, u : 간극수압), 속도수두($h_v = \frac{v^2}{2g}$, g : 중력가속도 v : 속도)로 구성되고($h_t = h_e + h_p + h_v$), 물이 흙속을 흐르는 속도는 대단히 느리므로 토질역학에서는 일반적으로 속도수두는 무시한다. 또한 연직배수재를 설치하여 간극수의 이동을 수평으로 유도할 경우에는 위치수두차가 거의 없다. 따라서 간극수의 배출을 위해서는 압력수두차를 발생시켜야 하며 일반적으로 성토하중에 의해 토층 내에 과잉간극수압을 발생시킨다.

침하량 및 침하시간 등의 설계조건에 맞게 검토된 성토하중은 원지반의 지지력 및 개량지반의 압밀에 따른 지반강도 증가에 부합되는 단계성토 방안을 검토하여야 한다. 일반적으로 재하성토의 시공 시가 개량 대상지반의 안정에 가장 위험한 상태가 되며, 재하성토에 대한 안정여부는 주로 원호활동 검토가 이용된다. 또한 성토 중 계측에 의한 안정관리가 필요한 시기이다.

(1) 압밀침하에 따른 강도증가

가) 압밀과정에 있어서 강도증가 메커니즘

정규압밀 점토에서의 압밀과정에 있어서 비배수전단강도 c_{ut} 는 일반적으로 다음과 같은 일차식으로 추정되고 있다

$$c_{ut} = c_{u0} + \left(\frac{c}{p}\right) \cdot \Delta p \cdot U_e \quad (2.35)$$

여기서, c_{u0} : 초기의 전단강도

c/p : 강도 증가율

Δp : 증가 압밀압력

U_e : 압밀도

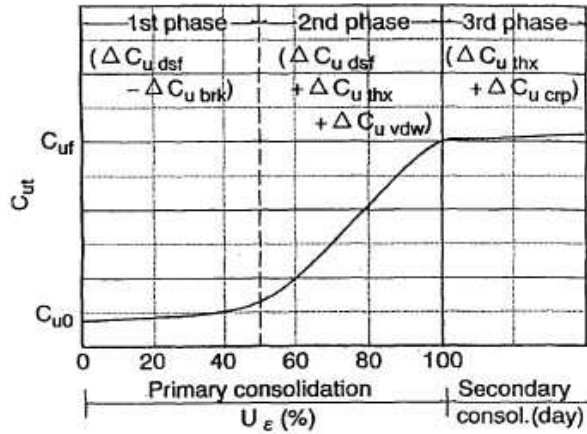


Fig. 2.5 Mechanism of strength increase during consolidation process

나) 강도증가 추정식

① 유효응력 개념에 의한 방법 (φ법)

유효응력 개념에 의한 방법은 식 (2.36)과 같은 유효응력 개념에 의한 지반의 강도정수를 사용한다.

$$\tau' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.36)$$

여기서, τ' : 유효응력 개념에 의한 전단강도

c' : 유효응력 개념에 의한 점착력

σ' : 유효수직응력

ϕ' : 유효응력 개념에 의한 내부마찰각

식 (2.33)에서 선행압밀하중이 재하되어 압밀이 발생하면 유효응력 σ' 가 커지게 된다. 즉, 어느 시점에서의 유효응력 σ' 은 초기지반이 받고 있던 유효상

재하중 p_0 와 선행압밀하중에의 압밀도의 곱과의 합에 해당된다. 그러므로 식 (2.36)은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\tau_t' = c' + (p_0 + \Delta p U_t) \tan \phi' \quad (2.37)$$

여기서, U_t : 시간 t 에서의 압밀도

이 방법을 이용하기 위해서는 압밀-비배수(CU) 혹은 압밀-배수(CD)상태의 삼축압축시험 결과가 있어야 한다.

② 전응력 개념에 의한 방법 (c법)

전응력 개념에 의하여 압밀 후 지반의 강도증가를 해석하는 방법은 유효응력 개념에 의한 방법보다 간단하며, 요구되는 토질정수도 비압밀-비배수상태(UU)의 삼축압축시험결과로부터 얻는다. 전응력 개념에 의하여 압밀 후 지반의 강도증가를 해석하는 방정식은 다음과 같다.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.38)$$

전응력 개념에서 흙의 내부 마찰각 $\phi \approx 0$ 이므로 식 (2.38)은 식 (2.39)와 같이 된다.

$$\tau = c \quad (2.39)$$

이는 압밀이 진행되어도 흙의 강도가 증대되지 않는다는 것을 보여주고 있으나, 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 비배수 전단강도가 증가되는 현상을 고려하면,

$$c = c_0 + \Delta c \quad (2.40)$$

여기서, c : 압밀 후의 점착력

c_0 : 초기의 점착력

Δc : 점착력 증가분

압밀하중의 Δp 가 재하되면 시간의 흐름에 따라 $U(\text{압밀도}) \times \Delta p$ 만큼 지반이 압밀하중을 받으므로

$$c = c_0 + (c/p) \Delta p U_t \quad (2.41)$$

여기서, $c/p = c/\gamma' h$: 강도증가계수 ($1/3 \sim 1/4$)

P : 상재하중

Δp : 심도에 따라 증가되는 하중

U_t : 시간 t 에 대한 압밀도

$$U_t = \frac{\Delta u_0 - \Delta u_t}{\Delta u_0} \quad (2.42)$$

식 (2.41)에 식 (2.42)를 대입하면

$$\tau_t = c_t = c_0 (c/p) \Delta p \left(\frac{\Delta u_0 - \Delta u_t}{\Delta u_0} \right) \quad (2.43)$$

③ 강도증가율 산정식

점성토지반의 비배수강도는 어떤 하중에 의해 압밀이 진행되면 일정비율로 증가한다. 점성토 지반상에 재하된 하중에 의한 지반의 강도증가량은 다음 식으로 표현된다.

$$\Delta c = m \cdot \gamma \cdot h \cdot U \cdot I = \left(\frac{c}{p}\right) \gamma \cdot h \cdot U \cdot I \quad (2.44)$$

여기서, m : 강도 증가율 ($=c/p$)

γ : 성토재의 단위체적중량

h : 단계별 성토고

U : 압밀도

점성토 지반은 압밀에 의해 위의 식에 의한 값만큼 강도가 증가하게 되며 요구되는 압밀도에 도달하면 다음과 같이 점착력이 증가하게 된다.

$$c_i = c_{i-1} + \Delta c_{i-1} \quad (2.45)$$

여기서, c_i : i 단계 성토시 점착력

c_{i-1} : $i-1$ 단계성토시 점착력

Δc_{i-1} : $i-1$ 단계성토에 의한 점착력 증가분

성토를 재하중으로 할 때 성토의 시공속도는 현지반의 초기 전단강도에 따라 1단계의 성토를 시공하고 압밀에 의한 강도증가를 도모하여 다음 단계의 성토를 시공하게 된다. 특히, 점성토의 비배수강도(c_u)는 채취된 심도위의 유효상재응력과 소성지수에 밀접한 관계가 있음이 알려졌다(Skempton, 1953). 따라서 이에 따른 압밀에 의한 강도증가율은 일반적으로 다음과 같은 값을 취하게 된다.

$$\text{-- 이시이(石井)가 제안한 식 : } c/p = 0.25 \sim 0.35 \quad (2.46)$$

$$\text{-- Skempton이 제안한 식 : } c/p = 0.11 + 0.0037 \times II \quad (2.47)$$

– 일본의 층적점토의 경우 :

$$c/p = 0.25 \sim 0.40 \quad (II = 40 \sim 80\% \text{일 때}) \quad (2.48)$$

- 삼축압축시험(CU시험)을 통한 ϕ_{cu} 값으로부터 :

$$c/p = \frac{\sin \phi_{cu}}{(1 - \sin \phi_{cu})} \quad (2.49)$$

- 자연함수비(w_n)으로 이용한 식 : $c/p = 0.45 \times w_n$ (2.50)

2.3 계측 및 지반조사

흙과 관련된 공사, 특히 연약지반공사에서는 조사→설계→시공 이라는 순서로 진행되지 않고 조사→설계→관측시공이라는 시행착오 결정법으로 공사가 진행된다. 이는 전술한 바와 같이 현재까지 주로 이용되는 연약지반개량 설계이론이 지반을 균질하고 등방압밀 상태로 가정하나 이는 실제지반과 다소 차이가 있으므로 실제 시공 시 이의 검증 및 보완을 위해 계측관리 및 지반조사로 대상연약지반의 개량정도를 재검토하여야 한다.

2.3.1 계측설계

1) 계측의 목적

연약지반 개량공법의 설계는 복잡한 토층 및 토질특성을 단순화시켜 시행하므로 실내시험이나 현장시험의 자료를 이용한 설계정수의 추정치에 내포된 불확실성 및 자료부족을 시공 중의 계측관리를 통하여 보충하고, 보다 정확한 새로운 정보에 의해 설계를 적절하게 수정 하는 것이 바람직하다. 따라서 제반 계측관리를 통하여 연약지반 개량공사의 경제성 및 안정성을 도모하고 나아가서 이러한 정보를 Feed-back시켜 다음 단계에서 발생할 수 있는 지반의 이상거동을 사전에 파악하여 이를 토대로 보완 대책을 강구하는데 계측관리의 목적이 있다.

2) 계측항목 및 내용

계측항목은 지반개량 상황 및 설계시의 불확실성을 충분히 검토하여 결정하여야 하며, 선정하는 요소는 다음과 같다.

- 설계 시 추정된 침하의 진행 상황 파악
- 시추조사와 병행하여 지반의 전단강도 증가 및 압밀 효과 확인
- 인접구조물(기존도로 및 구조물)의 변위에 대한 안정성 확보

3) 계측에 의한 침하관리기법

계측결과에 의한 침하량 분석에는 일반적으로 쌍곡선법, Hoshino법, Asaoka 법 등을 이용한다.

가. 쌍곡선법(Miyakawa, 1962)

쌍곡선법은 “침하의 평균속도가 쌍곡선으로 감소한다.”는 가정 하에 초기의 실측 침하량으로부터 장래의 침하량을 예측하는 방법으로 침하예측의 관계식은 다음과 같다.

$$S_t = S_o + \frac{t}{\alpha + \beta} \quad (2.51)$$

여기에서 S_t : 성토종료 경과시간 t 에서의 침하량

S_o : 성토종료 직후의 침하량

t : 성토종료 시점으로부터의 경과시간

α, β : 실측침하량 값으로부터 구한 계수

성토완료 후 t 시간동안의 실측 침하량을 기초로 하여 $t/(S_t - S_o)$ 를 계산한 다음 Fig. 2.6과 같이 t 와 $t/(S_t - S_o)$ 의 관계를 Plot하여 α 및 β 값을 결정한다.

최종침하량(S_f)은 $t = \infty$ 로 보면 다음 식 (2.52)로 구할 수 있다.

$$S_f = S_o + \frac{1}{\beta} \quad (2.52)$$

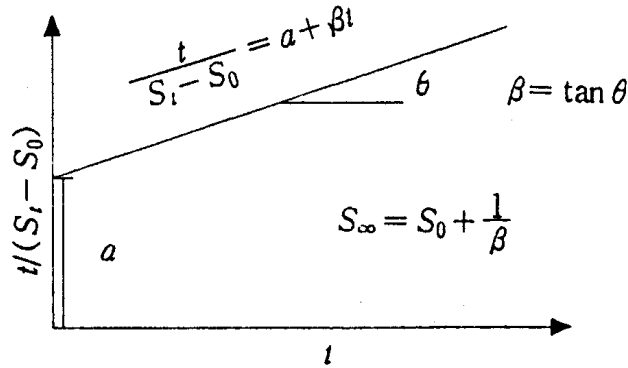


Fig. 2.6 Calculation of final settlement rate by hyperbolic method

나. Hoshino 법(1962)

Terzaghi의 압밀이론에 근거하며 쌍곡선법과 유사하다. 침하는 시간의 평방근에 비례한다는 가정으로 장래 침하량을 예측한다.

$$S_t = S_i + S_d = S_i + \frac{A \cdot K \cdot \sqrt{t}}{\sqrt{1 + K^2 \cdot t}} \quad (2.53)$$

여기서, S_t : 성토종료 경과시간 t 에서의 침하량

S_i : 성토종료 직후의 침하량

S_d : 시간의 경과와 더불어 증가하는 침하량

t : 성토완료시점으로부터의 경과시간

A, K : 실측침하량 값으로부터 구한 계수

성토완료 후 t 시간동안의 실측 침하량을 기본으로 하여 $t/(S_t - S_i)^2$ 을 계산한 후 Fig. 2.7과 같이 t 와의 관계를 플롯트 하여 A, K 의 값을 결정한다. 최종침하량(S_f)은 $t = \infty$ 라 하면 다음 식으로 구할 수 있다.

$$S_f = S_0 + A \quad (2.54)$$

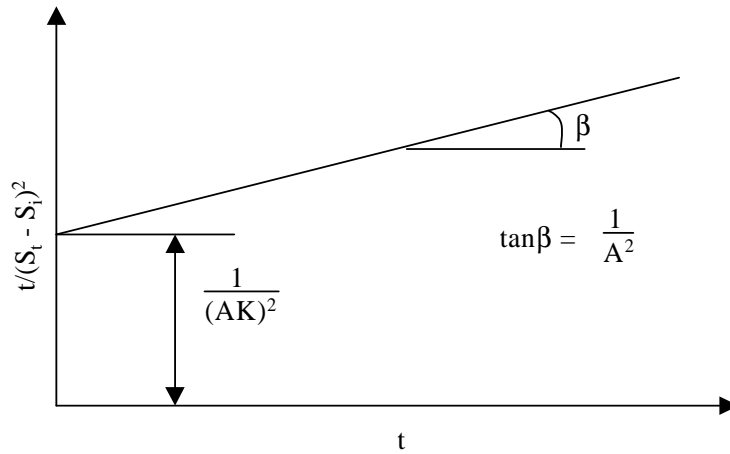


Fig. 2.7 Calculation of final settlement by Hoshino method

다. Asaoka 법(1978)

Asaoka는 1차원 압밀 방정식에 기초한 하중이 일정할 때의 침하량을 나타내는 식 (2.55)를 제안하였다.

$$S_i = \beta_0 + \beta_1 \times S_{i-1} \quad (2.55)$$

여기서 S_i : 시간 t 를 이산화 하여 $t_i = t \times i$ ($i = 1, 2, 3 \dots$)

S_{i-1} : 시간 $t_{i-1} = \Delta t \times (i - 1)$ 에서의 침하량

β_0, β_1 : 실측 침하량으로 구한 계수

그리고, 최종 침하량 산정방법은 다음과 같이 구한다.

- 실측침하량 시간 - 침하변화도로부터 동일한 시간간격(Δt)에 대응하는 침하량 $S_1, S_2, \dots, S_{i-1}, S_i$ 를 구한다(Fig. 2.8 참조).
- S_{i-1} 과 S_i 를 축으로 하는 좌표 상에 $(S_1, S_2), (S_2, S_3), (S_{i-1}, S_i)$ 를 Plot 한다. 이 경우 플롯된 점은 거의 직선상에 놓인다(Fig. 2.9 참조).
- 최종침하량(S_f)은 플롯트직선과 S_{i-1} 인 직선(45° 선)의 교점으로부터

도식적으로 구할 수 있으며 계산식은 식 (2.56)과 같다.

$$S_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad (2.56)$$

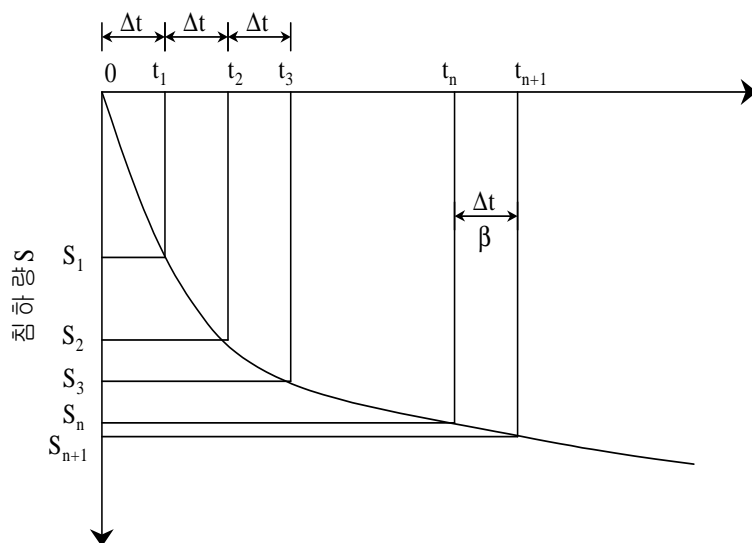


Fig. 2.8 Relationship between real measurement and settlement

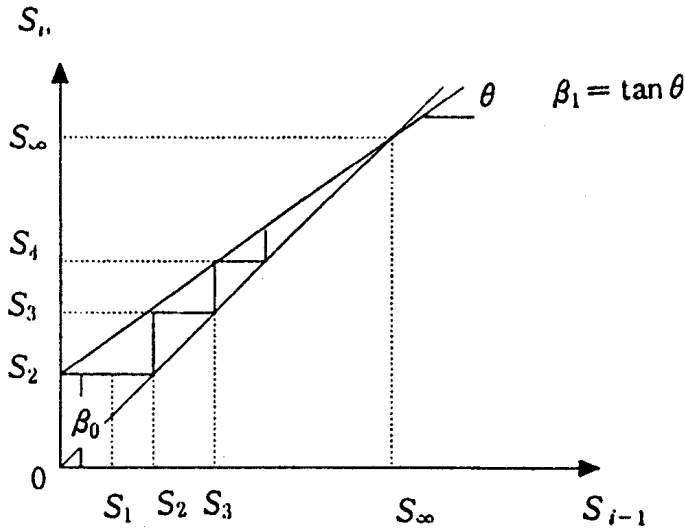


Fig. 2.9 Calculation of final settlement by Asaoka method

라. 추정방법의 신뢰성

(1) 쌍곡선법

쌍곡선법은 침하량에 2차 압밀침하가 포함되므로 예측치와 실측치는 잘 대응하나 초기 예측침하량은 실측치보다 작은값으로부터 예측되다가 차츰 실측치와 가까워지는 경향을 보인다. 회귀직선을 결정함에 있어서는 후반부의 직선부분을 주목함이 바람직하고, 데이터의 입력 시 시간간격을 균등하게 취하여야 한다. 데이터의 처리가 간단하고 예측가능 시기가 빠르다.

(2) Hoshino법

Hoshino법은 (S_i, t_i) 의 선정방법에 따라 예측정도가 많이 변화하며, 실측침하의 시간에 따른 변화도를 수정하여 즉시침하에 대한 시각을 t_i 로 하고 이에 대응하는 S_i 를 적당하게 가정하여 직선성이 좋은 것을 회귀분석에 이용한다. 이 방법에 의한 예측침하량은 실측치보다 작은값을 나타내며, 시간이 경과함에 따

라 실측치에 근접한다. 압밀도가 작은 단계에서도 예측이 가능하며 예측정도가 높다.

(3) Asaoka법

예측침하량은 실측치보다 작게 예측되며 시간이 경과함에 따라 실측치에 근접한다. $(S_{i-1} - S_i)$ 관계를 좌표상에 그리면 반드시 직선이 되지는 않으므로 회귀직선을 결정할 때는 쌍곡선법과 마찬가지로 데이터 후반부에 주목하는 것이 좋다. 배수제가 설치된 지반의 침하와 같이 방치기간이 짧은 경우에는 Δt 를 짧게 하고, 방치기간이 길 경우에는 Δt 를 길게 하는 것이 바람직하다.

본 연구에서는 침하관리기법 중에서 계산이 간단하고 예측정도가 높으며 예측가능 시기가 빨라서 일반적으로 가장 많이 사용하는 쌍곡선법을 침하관리기법으로 채택하였다.

4) 계측에 의한 성토안정관리

연약지반개량 시 구조물의 안정은 성토하중의 시공 시가 가장 위험한 단계가 된다. 따라서 성토중양부의 침하량과 성토사면부 끝에서의 변형량 및 변형속도로부터 성토사면의 안정, 불안정 여부를 판단하고, 성토사면이 불안정시 성토속도의 제어, 시공중지 또는 성토의 일부제거 등 그 대책을 수립하여야 한다.

성토 안정관리 방법으로는 Matsuo-Kawamura법, Tominaga-Hashimoto법, Kurihara법, Shibata-Sekiguchi법이 사용되며 이들 방법에 대해 개략적으로 소개하면 다음과 같다.

가. Matsuo-Kawamura법

성토의 파괴사례를 조사하여 파괴시의 성토중양부의 최대침하량(s)과 δ/s (δ 는 성토경사면의 최대 수평변위량)의 계수가 대개 하나의 곡선(파괴기준선)으로 표시되는 것에 착안하여 시공중의 측정치를 $s \sim \delta/s$ 도상에 그려서 파괴

기준선에 근접하는지 멀어지는지에 따라 안정, 불안정을 판단하는 방법이다.

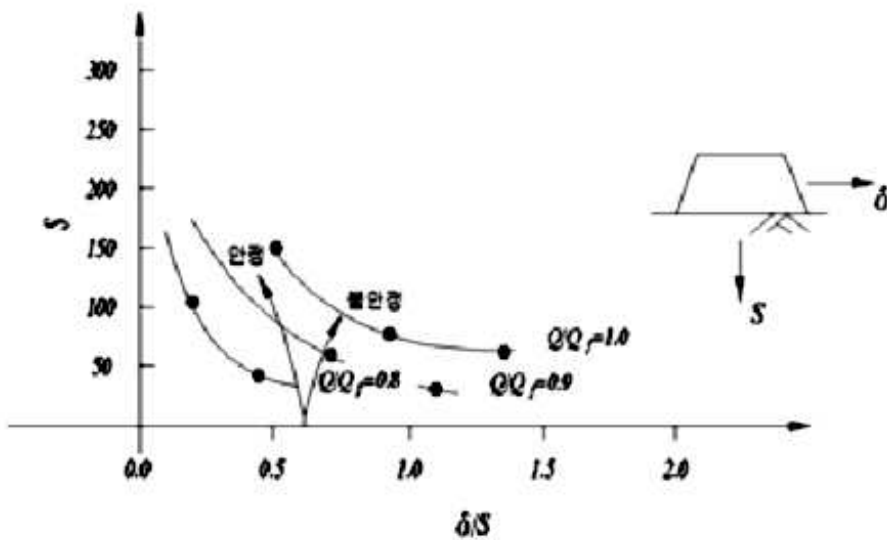


Fig. 2.10 Stability management by Matsuo-Kawamura method

나. Tominaga-Hashimoto법

Matsuo-Kawamura 이론을 참고하여 s 와 δ 를 측정하여 관리하는 방법으로, 성토하중이 적은 초기단계의 s 와 δ 값에 의해 기준선(E선)을 표시하여 이 E선을 기준하여 위쪽으로 떨어지는 D선상으로 진행되는 경우에는 침하량보다도 수평변위가 크기 때문에 위험하다고 판단한다. 또한 E선 아래쪽으로 진행되는 경우에는 δ/s 가 급증하면 위험하다.

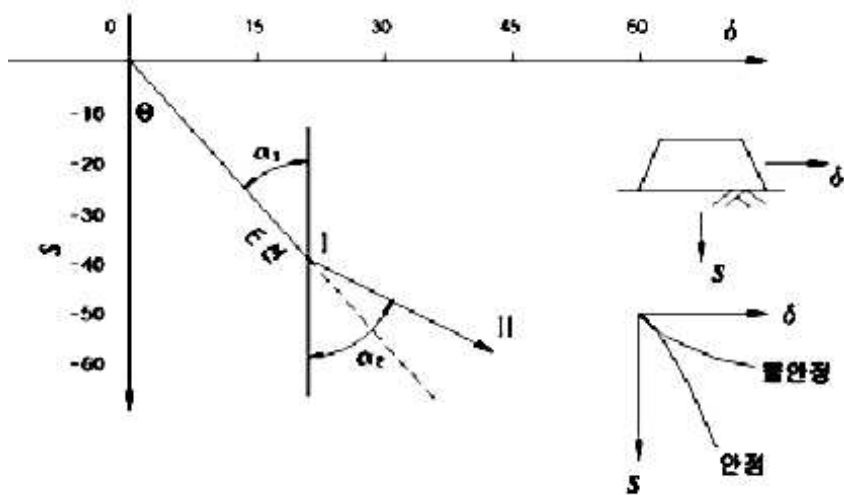


Fig. 2.11 Stability management by Tominaga-Hashimoto method

다. Kurihara법

성토경사면의 수평변위 속도에 착안하여 관리하는 방법으로 측정치에서 Δt 와 $\Delta\delta/\Delta t$ 의 관계를 도식화하여 $\Delta\delta/\Delta t$ 가 어느 한계치(과거에는 2cm/sec)를 넘는 경우에 위험하다고 판단한다.

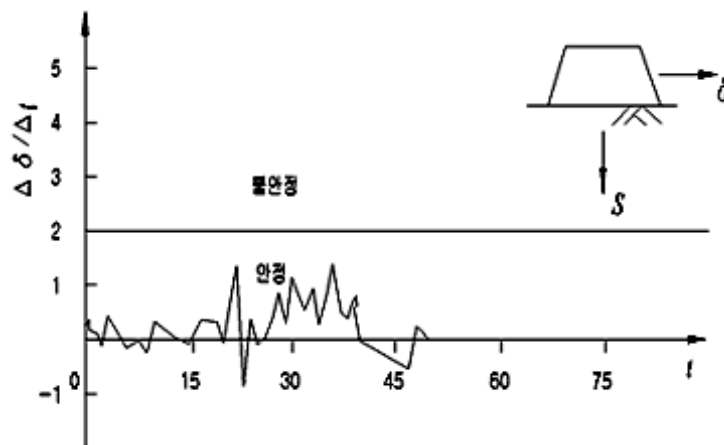


Fig. 2.12 Stability management by Kurihara method

라. Shibata-Sekiguchi법

성토시공높이 ΔH 에 대한 수평변위 δ 를 측정하여 $\Delta H/\Delta \delta$ 와 H (성토고)의 관계를 도식화하여 관리하는 방법으로 각 단계에서의 계산결과가 Q_r/Q 기준치인 1.4 아래에 위치할 경우 위험하다고 판단한다.

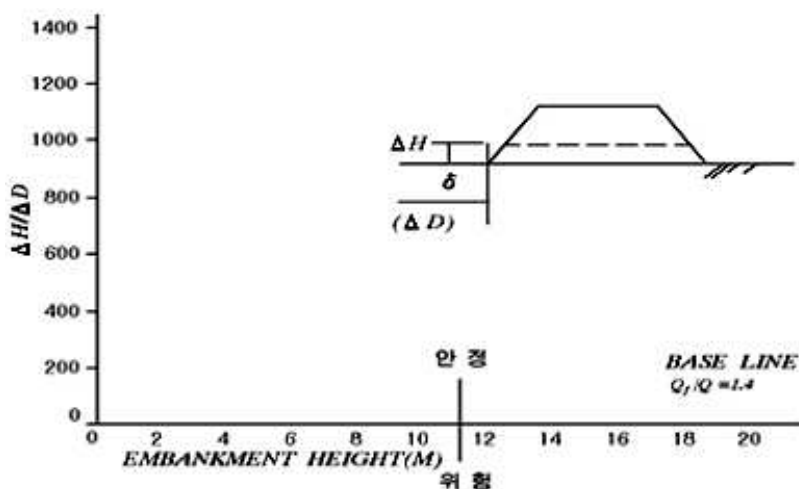


Fig. 2.13 Stability management by Shibata-Sekiguchi method

본 연구에서는 Matsuo-Kawamura법, Tominaga-Hashimoto법, Kurihara법, Shibata-Sekiguchi법을 모두 검토하여 성토사면이 불안정 경우가 발생 시 성토 속도의 제어, 시공 중지 등의 조치를 취하도록 하였다.

2.3.2 지반조사

지반개량효과를 확인하기 위한 지반조사는 현장에서 직접 시행하는 현장시험과 현장에서 채취한 시료를 가지고 실험실에서 수행하는 실내토질시험으로 구분되며, 실내토질시험은 역학시험과 물성시험으로 대별된다.

여기서는 현장에서 지반개량효과를 확인할 수 있는 지반조사 중에서 데이터의 신뢰도가 높고 간편하게 개량심도 전체의 비배수전단강도를 연속적으로 측정할 수 있는 콘관입시험(CPT) 및 현장배인시험(FVT)에 대해 소개하고자 한다.

1) 현장 시험

가. 정적 콘관입 시험

정적 콘관입 시험(Cone Penetration Test, CPT)은 원추 모양의 콘을 2cm/sec의 일정한 속도로 지중에 압입하면서 깊이별로 관입저항력과 간극수압을 연속적으로 측정하는 원위치시험(in-situ test)으로써, 뎃치콘 시험으로도 불린다. 간극수압 측정장치가 부착된 피에조콘을 사용할 경우는 관입 도중 간극수압 소산시험을 실시 할 수도 있다. 시험 도중의 주요 측정값은 원추관입저항력(tip resistance, q_c), 주면 마찰력(sleeve friction f_s), 간극수압(porewater pressure, u)등이며, 이 값들을 이용하여 마찰비(friction ratio R_f)와 간극수압 계수 (B_q)를 계산해서 지반의 공학적 특성값들을 산정한다.

나. 현장 베인시험

현장베인시험은 연약한 점성토를 대상으로 한 현장시험 방법으로써 단면이 십자형(+)인 저항날개를 룯드 선단부에 부착하여 압입하고, 룯드에 일정한 회전력을 주어 베인의 회전각도와 회전모멘트를 측정하여 흙의 비배수전단강도(c_u)를 파악하기 위한 시험방법이다. 현장베인 시험 사용된 베인의 형상은 H=2D를 표준형으로 사용하였으며 비배수전단강도(c_u)는 다음 식에 의해 산정한다.

$$c_u = \frac{M_{\max}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} \quad (2.57)$$

여기서, c_u : 비배수전단강도 (kgf/cm^2)

M_{\max} : 측정된 최대 회전모멘트 ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)

D : 베인 폭 (= 5cm)

H : 베인 높이 (= 10cm)

제 3 장 연구대상지역에 대한 설계

3.1 연구대상지역의 위치 및 지반조건

3.1.1 연구대상지역 위치

본 연구대상지역은 낙동강 하구역의 서측 연변에 위치하고 있는 천해의 연안역에 해당되며 용원동과 견마도 사이의 북동쪽 일부는 조간대(tidal flat)가 발달하는 지역으로써 낙동강 삼각주의 하부삼각주 영역에 포함되기도 한다. 이러한 조간대 지역과 견마도 및 가덕도 등으로 에워 싸여 주로 남서 방향으로 외해에 개방되어 있는 만(bay)과 유사한 지형적 형상을 띤다. 또한 21세기 동북아의 거점항만으로 도약하기 위한 해양 건설사업으로서 영종도 신공항과 더불어 우리나라 2대 국책사업의 하나이다. 부산신항만이 건설되는 위치는 Fig. 3.1에 나타난 지점으로 부산시 강서구 송정동과 진해시 용원동 일원이며, 연구대상구간인 북컨테이너 부두지역은 사용 목적에 따라 Fig. 3.2와 같이 크게 컨테이너 야드(container yard)와 철송장, 도로 및 기타 서비스지역 그리고 안벽부분의 에이프론(apron) 지역으로 구성된다.



Fig. 3.1 Location of Pusan New Port

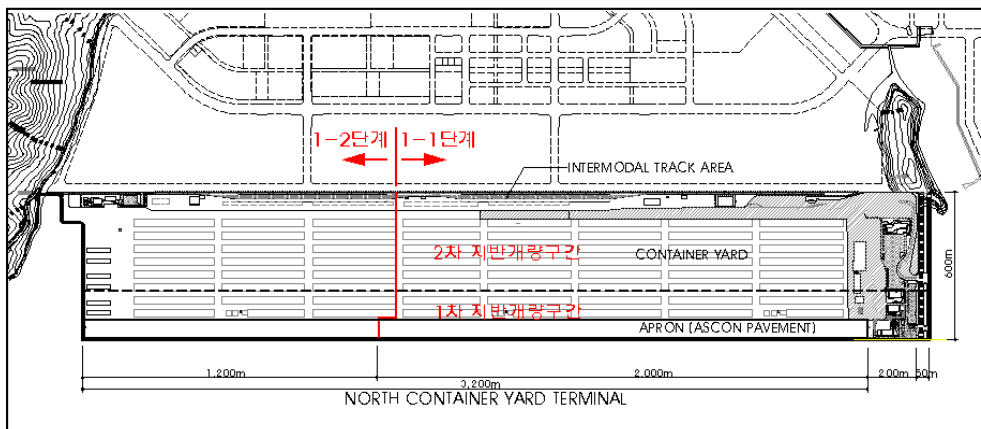


Fig. 3.2 Outline master plan of North Container Terminal

3.1.2 지반 특성

본 연구지역의 기반암은 중생대 백악기말의 불국사 화강암류이며, 토층의 구성은 해성퇴적 점토층, 모래자갈층, 풍화대층, 기반암층이 수직적으로 분포한다.

또한 해성점토층은 육지와 근접한 지역을 제외하고 Fig. 3.3과 같이 평균 40m 이상의 두께로 불규칙하게 분포하며, Fig. 3.4와 Fig. 3.5는 본 연구대상지역의 대표 지층단면도를 나타내 준다.

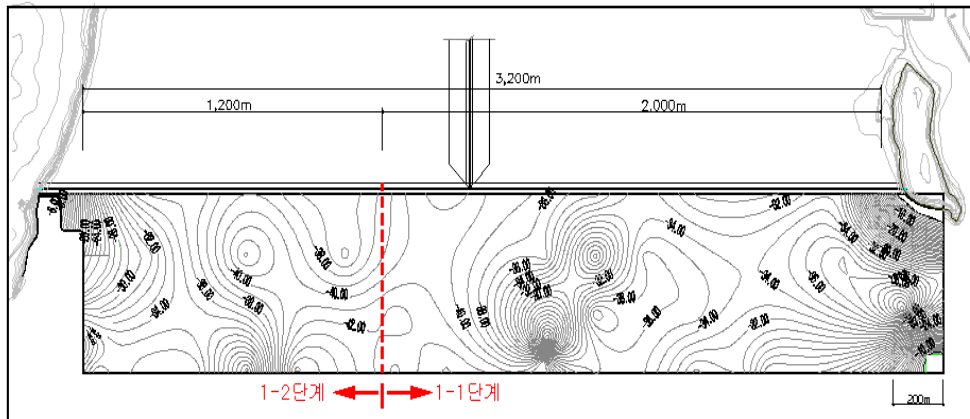


Fig. 3.3 Distribution index of soft layer (value of $N < 8$)

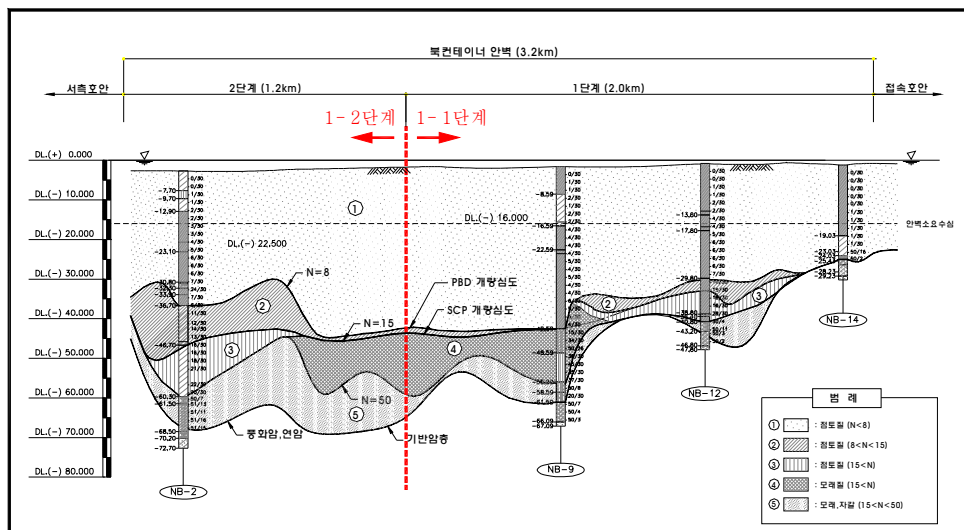


Fig. 3.4 Typical section of profile

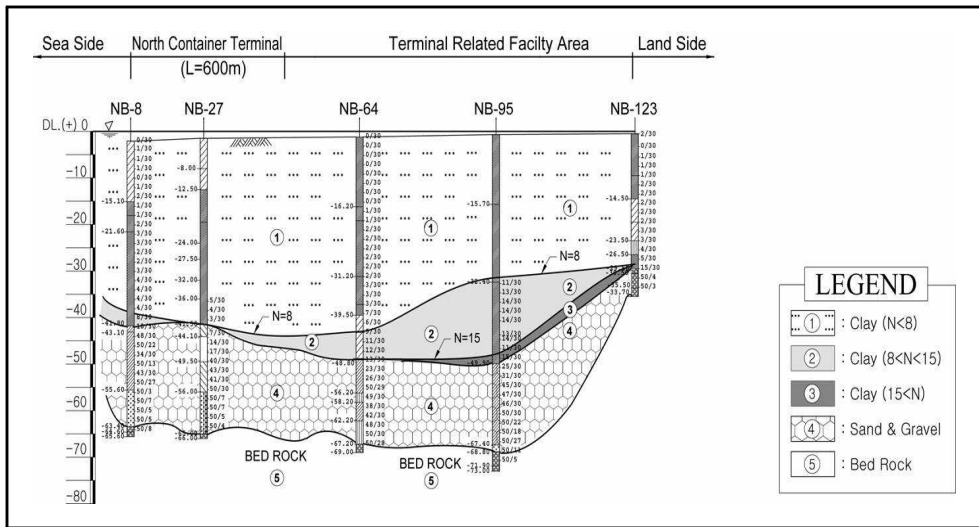


Fig. 3.5 A cross section of geological stratum of representation

Fig. 3.4와 Fig. 3.5에서 보는 바와 같이 해성 퇴적토층은 약 5m에서 75m까지 광범위하게 분포하고 있으며, 평균적으로 약 40m 정도의 층후를 나타낸다. 해성 퇴적층은 크게 퇴적이력이 다른 두개의 층(점성토층, 사질토층)으로 구분할 수 있으며, 상부의 점성토층은 연경도에 따라 2개의 층으로 세분화 할 수 있으며, 다음의 Table 3.1에서 보여진다.

Table 3.1 Geological structure of study site

지 층	통일분류법 (USCS)	두께 (m)	비고
해성퇴적층 A (점토)	CL/CH	0 ~ 40	상부 연약층 (세립토층)
해성퇴적층 B (점토)	CL/CH	0 ~ 36	하부 정규 압밀층 N > 8 (세립토층)
해성퇴적층 C (조립질토)	SM/SW /GP/GP-GM	0 ~ 28.5	사질토층
잔류토	SM	0.7 ~ 14	
기반암	화강섬록암 (백악기)		

3.1.3 물리·역학적 특징

Fig 3.6과 Fig 3.7에서 보는 바와 같이, 해성 점토층 상부 약 10m까지는 표준관입시험(SPT) N 값이 0 ~ 1사이에 분포하는 매우 연약한 특성을 나타내고 있으며, 액성한계는 약 40 ~ 80%사이에 분포하고 동일 심도에서의 함수비도 역시 비슷한 값에 분포한다. Fig. 3.8과 Fig. 3.9에서 보는 바와 같이 본 연구지역의 해성 점토층은 CL, CH로 구분되며, 보통 정도의 활성도를 나타내는 것으로 판단된다. 한편, 원지반의 심도에 따른 비배수 전단강도의 분포는 Fig. 3.10에서 보여진다. 이 결과는 전 지역에서 현장배인시험, 일축압축, 삼축압축(UU) 시험결과를 이용하여 얻은 결과로서 대체적으로 심도에 따라 서서히 증가하는 일반적인 경향을 나타내며, 강도증가율은 약 0.20 ~ 0.22 사이에 분포하는 것을 알 수 있다. 압밀특성은 Fig. 3.11과 Fig. 3.12에서 보는 바와 같이 심도에 따른 압축지수의 변화가 액성지수의 변화와 거의 유사한 경향을 나타내어 일정한 관계식을 얻을 수 있으며, 심도 15m ~ 30m사이에 상대적으로 큰 압축지수를 나타내고 있어 심도별로 압축성이 매우 다를 것으로 판단된다.

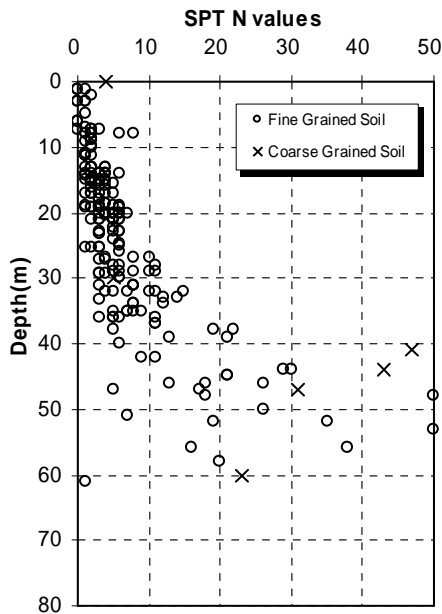


Fig. 3.6 N value of each depth

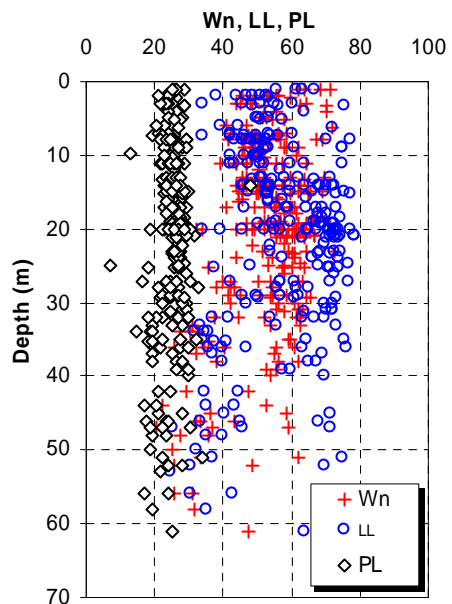


Fig. 3.7 Atterberg limits by each depth

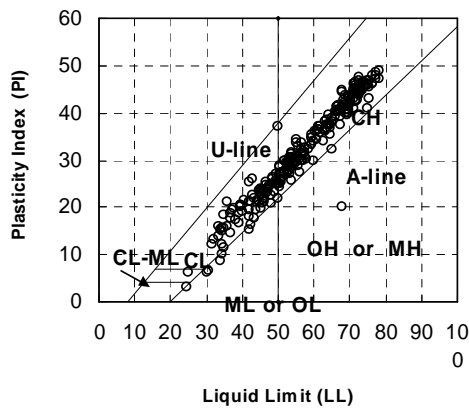


Fig. 3.8 Plasticity chart

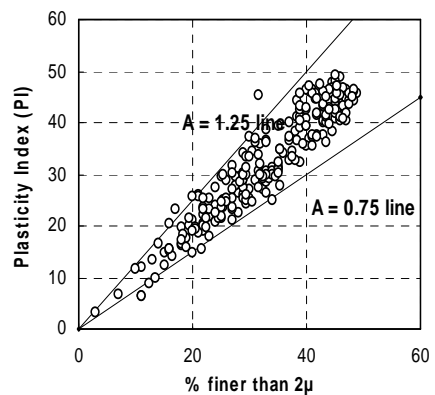


Fig. 3.9 Activity

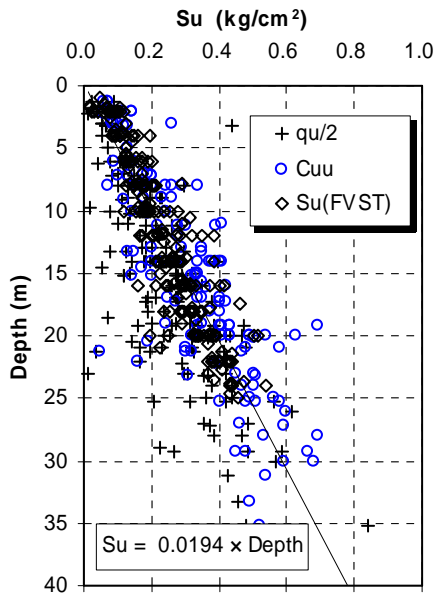


Fig. 3.10 Undrained shear strength by each depth

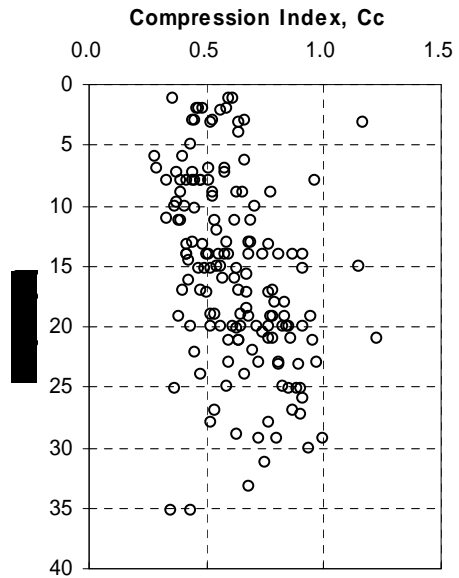


Fig. 3.11 Compression index by each depth

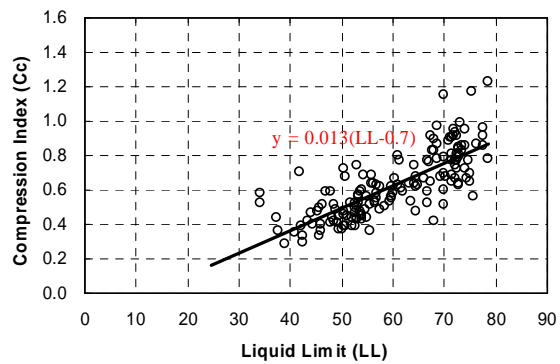


Fig. 3.12 Relationship between liquid limit and compression index

3.1.4 지역구분에 따른 설계지반정수 산정

시추조사 결과와 시험결과를 분석한 결과에 의해 지반특성치의 분포가 유사한 지역을 평면상에 구분하면 총 3개 영역(Zone I ~ III)으로 구분되어지며, 본 연구대상범위는 2개 영역(Zone I ~ II)이 해당된다. 점토층의 수직 성층 분포는 Terzaghi & Peck 기준으로 분류하며 이 분류기준에 의한 영역별 층 두께 분포는 Table 3.2와 같다. 각 영역별 평균 지반고는 ZONE I는 D.L(-)1.09m, ZONE II는 D.L(-)1.59m이다. 지역구분에 따른 설계지반정수는 다음 Fig. 3.13 ~ Fig. 3.14에서 보여진다.

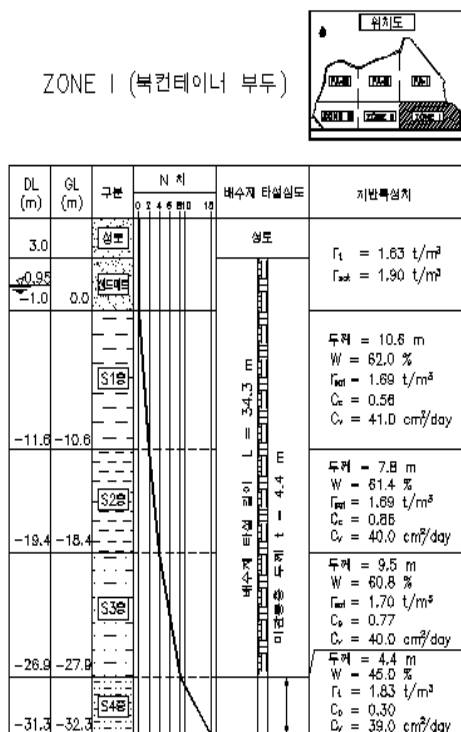


Fig. 3.13 ZONE I outline of geological stratum distribution and ground characteristics

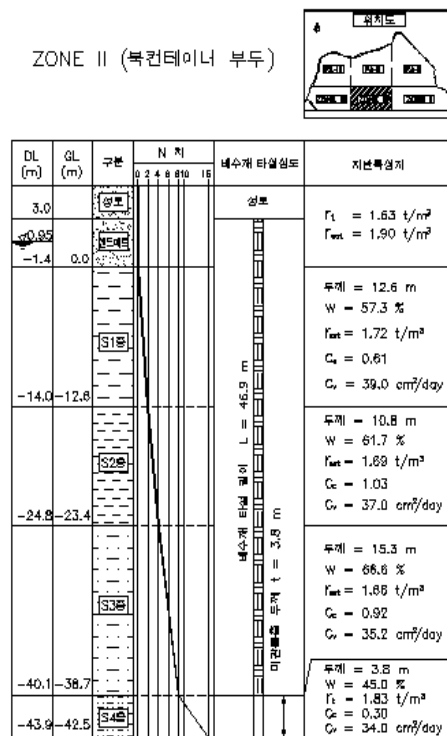


Fig. 3.14 ZONE II outline of geological stratum distribution and ground characteristics

Table 3.2 Layer distribution of each region(m)

층 구분		N치	Zone I	Zone II
S1	범위	0 ~ 2	2.0 ~ 21.8	6.0 ~ 22.0
	평균		10.6	12.6
S2	범위	2 ~ 4	0.0 ~ 22.0	2.0 ~ 18.0
	평균		7.8	10.8
S3	범위	4 ~ 8	0.0 ~ 25.0	3.3 ~ 23.0
	평균		9.5	15.3
S4	범위	8 ~ 15	0.0 ~ 22.0	0.0 ~ 9.3
	평균		4.40 ~ 20.5	3.80 ~ 9.9
S5	범위	15 이상	0.0 ~ 20.5	0.0 ~ 9.9
	평균		7.8	3.2
평균 두께			40.1	45.7

3.2 개량공법의 검토

3.2.1 개량공법의 선정

본 연구대상지역은 연약지반이 대심도로 분포하고 하중재하에 의하여 장기적인 압밀침하가 예상되므로 고결공법 등 타공법과 비교하여 경제적인 강제압밀탈수공법인 연직배수공법을 선정하였으며 그 중에서도 상대적으로 저렴하고 효과적인 PBD공법을 사용하였다. 또한 압밀시간의 단축을 위해 선행하중(Preload-ing)공법을 병행하여 적용되어진다. 본 연구대상지역의 연약지반 개량공법 기본 조건은 Table 3.3과 같으며 지반조건, 구조물의 중요도, 시공조건, 경제성, 개량목적 등을 고려하여 결정하였다.

PBD 시공의 목적은 구조물의 안정성을 확보하고 지반의 침하 및 횡변위량을 감소시켜 구조물의 변형량이 구조물의 기능에 지장이 없는 허용범위 이내가 되도록 하는데 있다.

PBD는 드레인 코어와 필터로 구성되며 배수재의 접합방식에 따라서 드레인 코어와 필터가 일체형인 접착식 배수재와 드레인 코어와 필터가 분리형인 포켓식 배수재로 구분된다. 본 연구대상지역에서는 배수능력이 보다 뛰어난 포켓식 배수재를 사용하였다. 드레인 보드는 초기에는 종이섬유가 사용되었으나 고분자 재료의 안정성으로 강도가 개선되었고 열융착 방법과 부직포 수축기술개발로 인해 만곡현상에 의한 배수기능 저하와 압밀 적용성이 크게 개선되었다.

또한 배수재는 과잉간극수 배제 시 미세립토자의 통과를 방지하면서 장기간에 걸쳐서 필터의 기능이 손상되지 않아야 하며 토압에 의한 유로의 축소가 없고 압밀침하에 대한 순응성이 좋아서 배수의 단절과 막힘이 없어야 한다. 배수재의 자재규격과 품질기준은 Table 3.4와 같다.

Table 3.3 Basic conditions of each improvement method for soft clay

구 분	기 본 조 건
지반조건	<ul style="list-style-type: none"> o 압밀침하 대상 토층 두께 (N = 15) <ul style="list-style-type: none"> - 영역별 평균 : 42m o PBD 타설심도 : N = 8 o 함 수 비 : 48 ~ 74%(평균 60%) o 압축지수 : 0.63~1.22(평균 0.89) o 압밀계수 : $4.1 \sim 8.3 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ (평균 $5.1 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$)
구 조 물	<ul style="list-style-type: none"> o 항만시설, 컨테이너박스, 크레인 설비 o 전력구, 통신구, 배수박스 등 지하구조물
시공조건	<ul style="list-style-type: none"> o 시공면적 : 약 3.2km×0.6km o 공사기간 : 5 ~ 6년
경 제 성	<ul style="list-style-type: none"> o 항만시설의 공용성과 안정성을 확보하며 경제성 있는 최적공법

Table 3.4 Standard material and quality criterion for PBD

구 분	시험항목	단 위	기 준	시험방법	시 험 조 건
드레인재 (Filter+core)	중량	g/m	70 이상	KS F 2123	
	폭	mm	97 이상	KS K 0505	
	두께	mm	3.5 이상	KS F 2122	
	인장강도	kg/폭	200 이상	KS F 2124	전폭법
	배수성능	cm ³ /sec	25 이상 (직선) 15 이상 (굴곡)	Delft 방법	측압: 50t/m ² , 동수 경사 : 0.5 이하 (층류상태), 가압시간 : 4주일 이상, 굴곡시험 : 30% 변형
필터재	투수계수	cm/sec	1×10^{-3} 이상	KS F 2128	
	인장강도	kg	70 이상	KS K 0520	GRAB법
	AOS (O ₉₀)	μm	80 이하	KS F 2126 (O ₉₅)	

* 상기 표에서의 각 항목별 시험방법은 본 연구이후 KS시험방법 개정으로 인해 대부분 ISO방법으로 변경되었으나 본 연구범위에 해당되는 지역은 개정이전의 시험방법이 적용된 곳이므로 이를 적용함.

3.2.2 PBD공법

1) 목적 및 원리

PBD공법은 대표적인 연약지반 개량공법 중 하나로 점토 지반의 압밀에 필요한 시간이 배수거리의 제곱에 비례한다는 Terzaghi 이론과 지반퇴적특성에서 수평방향 투수계수(k_h)가 연직방향 투수계수(k_v)보다 크다는 일반적인 특징에

근거하여 지중에 일정간격으로 연직방향의 PBD재를 설치하는 공법으로서 지반의 압밀촉진, 강도증가를 유발시켜 지지력증대, 압밀침하의 조기종료를 그 목적으로 한다.

배수원리는 Fig. 3.15에 나타내는 바와 같으며, 지표면에 샌드매트를 설치한 후 개량지반대상 속에 PBD를 타설하고 그 상부에 성토 등에 의한 소요의 하중을 적용시켜 연약지반 토층내의 과잉간극수압을 발생시킨다. 토층내의 간극수는 성토하중에 의해 발생한 과잉간극수압의 영향으로 수평으로 이동하여 타설된 PBD의 표면(필터)을 통해 PBD내부로 침투하여 연직으로 설치된 코어(core)의 홈을 따라 지표면까지 상승한 후 샌드매트를 통하여 수평으로 배출된다. 따라서 PBD 타설로 인해 점토층 내의 배수길이가 단축되어 지반의 압밀침하 촉진 및 강도증가가 이루어진다.

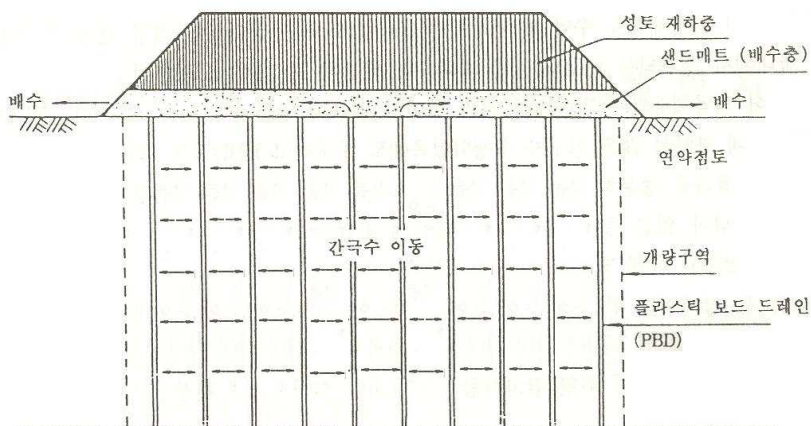


Fig. 3.15 Outline of drain principal

2) 특징

연직배수공법 중에서 종래 주류를 이루어 왔던 샌드드레인(sand drain)공법은 주재료인 모래의 공급에 한정이 있으며, 적합한 양질모래의 운반경비가 과다하게 소요될 뿐만 아니라 현장내에서의 자재 운반시에도 별도의 공사용 도로

설치 등의 제약이 따른다. 이에 반하여 PBD공법은 샌드드레인 공법 등 다른 지반개량 공법에 비하여 다음과 같은 유리한 특징 때문에 적용빈도가 매우 높다.

- 공장제품이기 때문에 품질관리가 용이하며 배수효과가 일정하다.
- 중량이 가벼워 운반 및 취급이 용이하다.
- 타설기가 가벼워 초연약지반상에서의 시공도 가능 하다.
- 드레인 단면이 일정하여 불균일한 초연약지반에서도 드레인이 형성된다.
- 샌드 드레인보다 시공관리가 용이하다.
- 시공속도가 빠르다.
- 타설간격을 줄일 수 있어 압밀시간의 대폭 단축이 가능하다.
- 공사비가 저렴하다.

3.2.3 블록 구분

각 블록은 연약층의 심도 및 블록별 용도에 적합하게 Fig. 3.16과 같이 구분하였다.

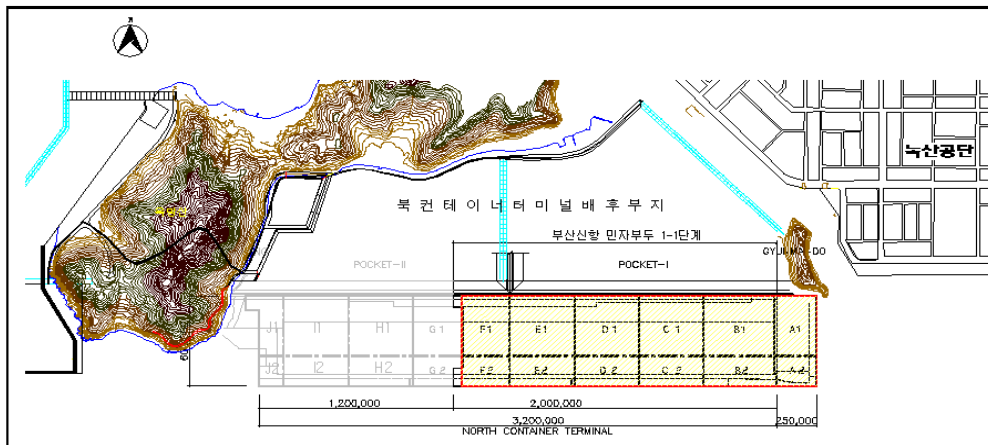


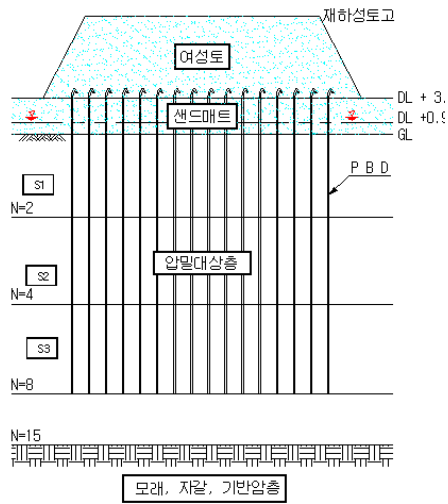
Fig. 3.16 Classification of block

3.3 연약지반개량 설계

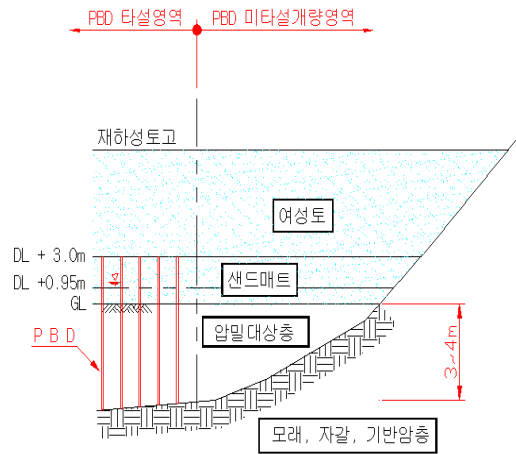
3.3.1 침하검토

1) 검토조건 및 모델

압밀 침하량을 산정하기 위한 해석조건은 다음과 같다. 점토층은 Terzaghi와 Pack의 N치 기준으로 분류하였으며, 또한 샌드매트(sand mat)는 조위변동에 의한 영향범위를 고려하여 원지반의 해저면에서부터 D.L.(+)3.0m까지 포설하였다. 성토기간은 시공공정계획을 반영하여 1차 지반개량구간(A1 ~ F1)은 3개월, 2차 지반개량구간(A2 ~ F2)은 6개월 동안 점증적으로 시행하는 것을 전제로 하였다. 성토하중에 의한 1차압밀의 압밀도가 90%되는 시점에서 여성토를 제거하며 압밀침하 검토상의 여성제거 높이는 평균부지계획고인 D.L.(+)4.5m를 기준으로 한다. 또한 운영 시 재하되는 하중은 여성토 제거 후 상당기간이 경과하고 운영되는 시점에서 일시에 재하되는 것을 전제로 한다. 허용잔류침하량에 대한 기준은 PBD가 타설된 N = 8 지반에서 발생하는 운영하중에 의한 1차 압밀침하량 10cm를 기준으로 하였으며, 운영개시 후 발생하는 잔류 침하량은 운영하중 재하시점부터 50년동안 발생하는 1차압밀에 의한 잔류침하량과 2차 압밀에 의한 잔류침하량을 포함한다. 또한 해석은 개량부(PBD가 타설된 구간)와 미개량부(PBD가 타설되지 않는 구간)로 구분(Fig. 3.17)하여 시행하였다. 다음의 Table 3.5는 압밀침하 계산을 위한 이론적 수치해석 조건이다.



(a) PBD 타설영역



(b) PBD 미타설 영역

Fig. 3.17 Concept of analysis model for consolidation settlement

Table 3.5 Numerical analysis condition for calculation of consolidation settlement

구 분		비 고
해수단위중량(γ_w)	1.03 t/m ³	
지하수위(D.L(+))	0.953 m	평균 해수면(M.S.L)
샌드매트고(D.L(+))	3.00 m	
PBD 환산반경(d_w)	0.025 m	Hansbo법 적용
교란영역의 반경(d_s)	0.12 m	맨드렐 반경(0.06m)의 2배 (Hansbo법 적용)
압밀계수비 - 원지반 - 교란영역	$C_h = 2 C_v$ $C_{vs} = 0.3 C_h = 0.6 C_v$	C_v : 연직방향 압밀계수 C_h : 수평방향 압밀계수 C_{vs} : 교란영역의 연직방향 압밀계수(= C_{hs}) C_{hs} : 교란영역의 수평방향 압밀계수 (Hansbo법 적용)
성토재료의 단위중량	$\gamma_t = 1.63$ t/m ³ $\gamma_{sat} = 1.90$ t/m ³	옥지사(해사)
부지계획고(D.L(+))	4.5 m	평균부지계획고

2) 교란(Smear)효과와 배수정 저항(Well resistance) 검토

본 해석의 연직배수재는 PBD를 적용하고 정사각형 배치를 기준으로 하였으며, 지반교란효과(Smear effect)와 배수저항(Well resistance)에 의한 압밀지연 효과를 검토하기 위해 지반교란 효과와 배수정 저항효과를 고려하지 않은 Barron식을 기준으로 Hansbo, Yoshikuni, Onoue식을 시간계수 (T_h)의 비로 나타내어 이 두가지 요인에 의한 압밀시간의 지연정도를 분석하였다. 교란효과와 배수정 저항에 의한 압밀지연 효과 검토결과 PBD 타설 시 교란효과에 의한 압밀지연은 약 1.6배 정도 발생하고, 배수정 저항의 영향으로 8.1 ~ 10%의 압밀

시간 지연이 발생하였다. 본 연구의 압밀해석에서는 해석 프로그램에서 지반교란영역(Smear Zone)을 설정하여 지반교란효과 (Smear effect)를 고려하였고, 배수정 저항(Well resistance)에 의한 압밀지연 영향에 대해서는 침하시간 산정시 10%의 지연을 고려하여 산정하였다.

Table 3.6 Review conclusion of delayed consolidation by smear effect and well resistance

구 분		Zone- I	Zone- II	비 고
$\frac{T_h(Hansbo)}{T_h(Barron)}$	교란영향	1.566	1.566	
	배수정 저항 영향	1.143	1.129	
	전 체	1.708	1.695	
$\frac{T_h(Yoshikuni)}{T_h(Barron)}$	배수정 저항 영향	1.096	1.081	
$\frac{T_h(Onoue)}{T_h(Barron)}$	교란영향	1.561	1.561	
	배수정 영향	1.096	1.081	
	전 체	1.658	1.642	

$$U_h(Barron) = 1 - \exp\left(\frac{-2T_h}{F(n)}\right) \quad (3.1)$$

$$U_h(Hansbo) = 1 - \exp\left(\frac{-2T_h}{F}\right), F = F(n) + F(s) + F(r) \quad (3.2)$$

$$U_h(Yoshikuni) = 1 - \exp\left(\frac{-2T_h}{F(n) + 0.8L}\right) \quad (3.3)$$

$$U_h(Onoue) = 1 - \exp\left(\frac{-2T_h}{F(n) + 0.8L}\right) \quad (3.4)$$

$$\frac{T_h(Hansbo)}{T_h(Barron)} = \frac{F}{F(n)} = \frac{F(n) + F(s) + F(r)}{F(n)} \quad (3.5)$$

$$\frac{T_h(Yoshikuni)}{T_h(Barron)} = \frac{F(n) + 0.8L}{F(n)} \quad (3.6)$$

$$\frac{T_h(Onoue)}{T_h(Barron)} = \frac{F(n) + 0.8L}{F(n)} \quad (3.7)$$

3) 프로그램

해석 프로그램은 미국 TAGA Engineering에서 개발한 "TCON"을 사용한다. TCON은 유한차분법을 이용한 압밀해석 전용 프로그램으로 Terzaghi의 1차원 압밀이론을 기본으로 한다. TCON은 해석지반의 토질정수를 다양하게 입력할 수 있으므로 다층지반에 대한 보다 합리적인 해석이 가능하며, 특히 지반의 응력이력 상태를 고려한 압밀침하 해석이 가능하다. 그리고 다양한 재하하중에 대해서 Boussinesque의 탄성이론을 이용한 해석이 가능하며, 시간경과에 따른 단계별 해석과 하중의 점증재하가 가능하므로 다양한 시공조건 및 공정계획을 반영할 수 있다. 또한 시간경과 및 하중단계별로 간극비, 투수계수 및 체적압축 계수의 변화를 고려할 수 있으므로 실제 지반조건에 근접한 해석이 가능하며, 압밀침하 및 지하수위의 영향으로 인한 성토하중이 감소되는 것을 고려한 해석 또한 가능하다.

4) 검토방법

재하성토 제거는 성토하중에 의한 1차압밀의 압밀도가 90% 이상이며, 향후 운영하중에 대한 허용잔류침하량은 운영하중에 의한 1차압밀침하량 기준으로 10cm 이하인 조건이다. 이러한 조건에 의한 해석 순서는 Fig. 3.18과 같다.

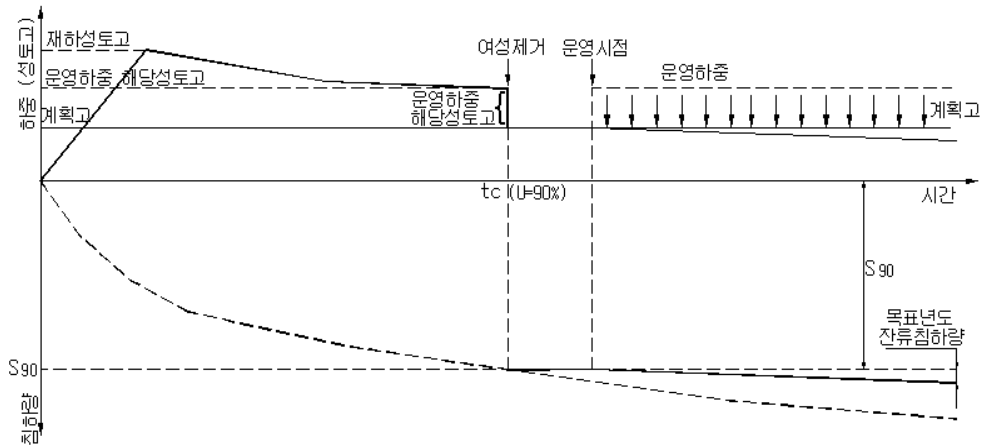
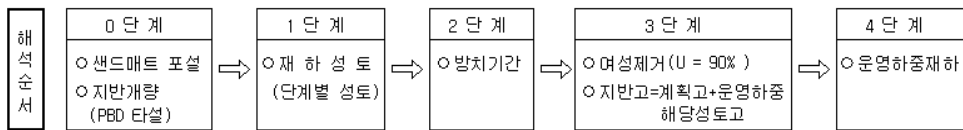


Fig. 3.18 Diagram by calculation of consolidation settlement

5) 검토결과

본 연구의 해석영역은 시공 공정계획을 반영한 1차(A-1, B-1, C-1, D-1, E-1, F-1) 및 2차(A-2, B-2, C-2, D-2, E-2, F-2) 지반개량구간 및 부지이용 계획별로 적용하였다. 각 지반개량 구간별 설계 시 예측한 지반개량 결과는 Table 3.7 ~ 3.8과 같다.

Table 3.7 Analysis conclusion of the first stage improvement section

블록명	면적 (m ²)	지반고 D.L.(m)	PBD		성토 하중 (t/m ²)	개량 기간 (개월)	최종 침하량 (m)	목표 침하량 (m)	허용잔류 침하량 (cm)
			타설간격 (m)	타설길이 (m)					
A-1	76,733	-1.86	1.20	41.76	18.14	14.0	4.04	4.04	0.0
B-1	167,121	-1.90	1.20	42.06	20.92	14.0	4.39	4.39	0.0
C-1	153,815	-1.30	1.20	39.30	20.31	14.0	4.25	4.25	0.0
D-1	154,177	-1.42	1.20	37.52	20.46	14.0	4.23	4.23	0.0
E-1	154,241	+1.20	1.50	40.70	19.14	21.0	5.29	5.24	5.0
F-1	111,217	+1.19	1.50	42.89	28.56	21.0	4.92	4.87	5.0

Table 3.8 Analysis conclusion of the second stage improvement section

블록명	면적 (m ²)	지반고 D.L.(m)	PBD		성토 하중 (t/m ²)	개량 기간 (개월)	최종 침하량 (m)	목표 침하량 (m)	허용잔류 침하량 (cm)
			타설간격 (m)	타설길이 (m)					
A-2	38,158	+0.85	1.00	39.00	15.38	12.0	4.43	4.38	4.5
B-2	71,526	+0.88	1.00	33.39	15.77	12.0	3.91	3.84	6.5
C-2	64,980	-0.88	1.00	36.91	18.41	12.0	4.05	3.98	7.0
D-2	64,980	-1.48	1.00	39.87	22.90	12.0	5.07	5.00	7.0
E-2	64,980	-1.64	1.20	44.23	23.67	14.0	4.91	4.91	0.0
F-2	121,201	-1.89	1.20	45.64	26.51	14.0	5.48	5.48	0.0

* 개량기간 = 성토기간 + 방치기간

* 최종침하량 = 성토하중에 의한 1차압밀침하량

3.3.2 단계성토 검토

1) 검토조건 및 모델

지반개량 구간을 시공 공정상 1차 지반개량 구간과 2차 지반개량 구간으로 구분하며 재하성토의 1회 포설두께는 2.0m로 가정하고 1차 지반개량 구간의 성토기간은 3개월을, 2차 지반개량 구간의 성토기간은 4 ~ 6개월을 적용하였다. 재하성토는 1차 지반개량 구간은 전구간에서 호퍼 해사 배사+도저를 이용하고, 2차 지반개량 구간은 유용토를 이용하는 구간에서 덤프트럭+도저를 이용하였다. 또한 성토방향은 Fig. 3.19과 같이 동측에서 서측으로 진행하는 것으로 전제하며 진행방향이나 측면방향의 사면경사는 안정을 유지하도록 하였으며, 절토 및 성토사면의 경사는 Table 3.9와 같은 기준으로 진행하였다.

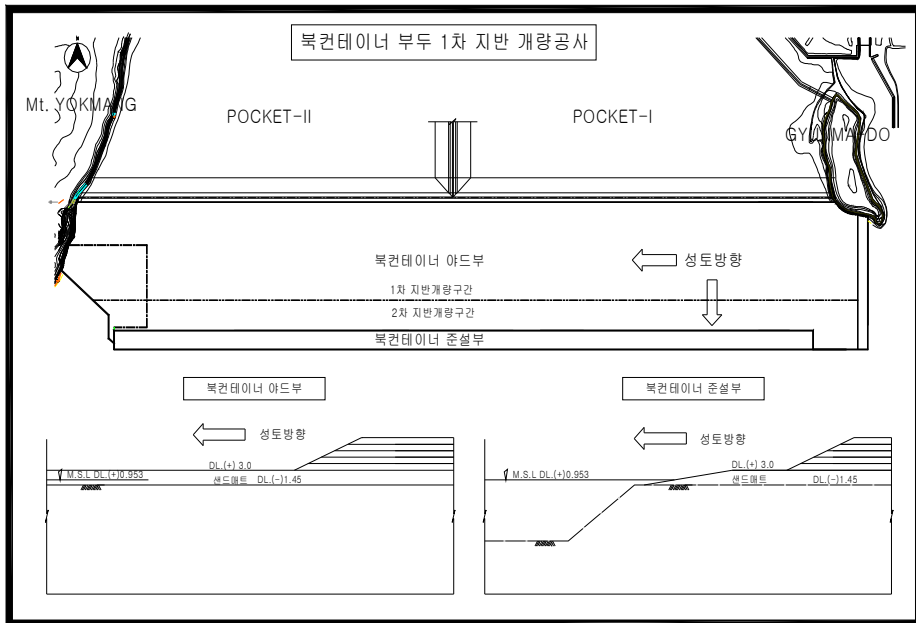


Fig. 3.19 Concept of first stage improvement for the north container terminal

안정해석은 크게 두 구역으로 나누어 진행하였다. 먼저 1차개량구역은 안벽체체와 비교적 멀리 떨어진 지역이므로 성토체체의 안정성 확보를 위한 해석을 수행하였다. 그러나 2차개량구간은 안벽 케이슨과 인접하므로 성토체체의 안정성 뿐만이 아니라 안벽케이슨 안정성도 동시에 확보되도록 하였다.

Table 3.9 Slant of surcharge for ground improvement section

구 분		성토 사면경사	비 고
안벽기초 준설사면		1:3	
샌드매트	수중	1:5	
	수상	1:20	
재하 성토사면		1:8	

2) 프로그램

PCSTABL5 는 J.R Carpenter (1986)가 Purdue대학의 Siegel(1975)에 의해 개발된 프로그램을 사용하였다. 본 프로그램은 2차원 한계평형방법에 의하여 사면파괴에 대한 안전율을 계산한다. 사면 불안정에 대한 안전율 계산은 원호 파괴면에 적용할 수 있는 Bishop 간편법, 일반형상의 파괴면에 적용할 수 있는 Janbu 간편법, 원호와 일반형상의 파괴면에 적용할 수 있는 Spencer 절편법을 이용하여 구한다.

3) 단계별 성토의 압밀해석과 강도증가에 대한 검토방법

지반개량에 의해 수반되는 원지반 강도의 증가를 고려하여 안정성 검토하였으며, 압밀도의 증가에 의한 비배수 전단강도의 증가는 다음 식으로 나타난다.

$$c_u = c_0 + \left(\frac{c}{p}\right)\Delta p U \quad (3.8)$$

여기서, c_u : 압밀에 의하여 변화된 지반강도

c_0 : 원지반의 지반강도

$\frac{c}{p}$: 지반강도 증가율(0.24)

Δp : 재하하중

U : 전 단계의 하중에 의한 재하직전의 압밀도

압밀도는 단계별 성토재하 직전 시점에서 전단계 성토하중에 의한 압밀도를 고려하였으며, 압밀해석 결과에 의한 단계별 성토의 안정성 해석시 적용한 압밀도는 Table 3.10과 같다.

*Table 3.10 Degree of consolidation by application of stability analysis
of surcharge for each step S • M = Sand Mat*

성 토 단 계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
재하성토고 (DL (+),m)	5.0	7.0	9.0	11.0	13.0
압밀도 산정기간 (개월)	0.3	0.9	1.5	2.1	2.7
압밀도(%)	-	17.0	20.4	23.2	26.3
유효응력증가	-	S • M+1단	S • M+1,2	S • M+1~3	S • M+1~4

4) 검토결과

안정해석의 안전율은 단기안정 개념으로 1.2를 적용하였으며, 안정해석 결과는 Table 3.11과 같으며 안전율이 1.2 이상이므로 단계별로 연속 시공이 가능한 것으로 판단된다(Fig. 3.20 참조).

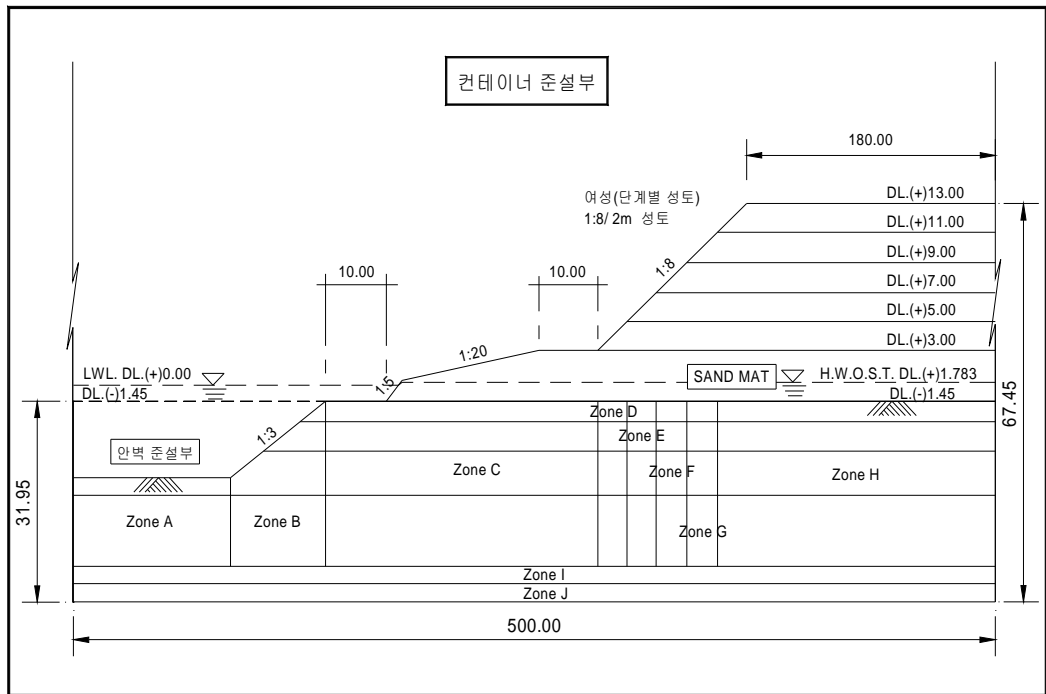


Fig. 3.20 Model of slope stability analysis

Table 3.11 Conclusions from analysis of slope stability for each construction section

시공 단계	지반고 (DL, m)	안전율	비 고
기초준설	-22.5	1.77	굴착면
샌드매트 포설	+3.0	1.44	원지반고, DL(-)1.45
1단 성토	+5.0	1.43	
2단 성토	+7.0	1.40	
3단 성토	+9.0	1.33	
4단 성토	+11.0	1.23	
5단 성토	+13.0	1.21	

3.3.3 계측 및 지반조사

1) 계측방법

본 연구대상지역에 선정된 용도별 계측내용은 Table 3.12와 같으며, 설치위치는 Fig. 3.21 ~ Fig. 3.22와 같다.

Table 3.12 Measurement item and content by application for the study site

계측용도	계 측 기	이 용
침하계측	지표면 침하판 지표 침하계	· 전체 침하량 측정 · 최종 침하량 추정
	층별 침하계	· 각 층의 침하량 측정 · 연약지반층의 지반거동 파악 · 최종 침하량 추정
성토안정관리	경 사 계	· 구조물 안정관리 · 성토에 따른 지반의 심도별 수평변위 측정
지반개량평가	간극수압계	· 성토하중에 의한 과잉 간극수압의 변화 측정 · 침하의 진행상황 검토 · 성토 제거 시기 결정
	지하수위계	· 정수압과 과잉간극수압 구분 · 침하 진행상황 검토

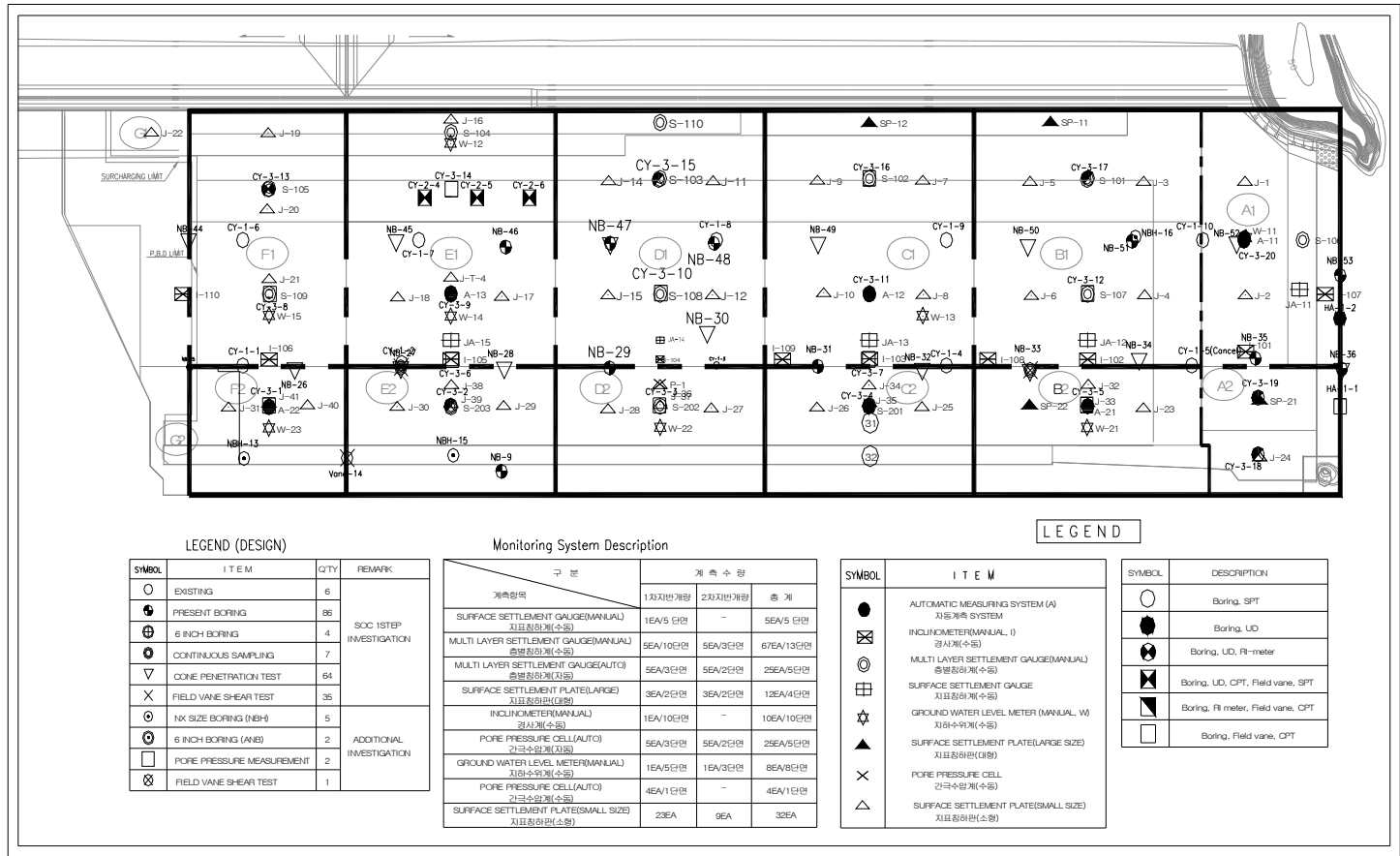


Fig 3.21 Measured situation of study site

2) 지반조사

지반개량평가를 위한 지반조사는 Fig. 3.23과 같이 수행 하였다.

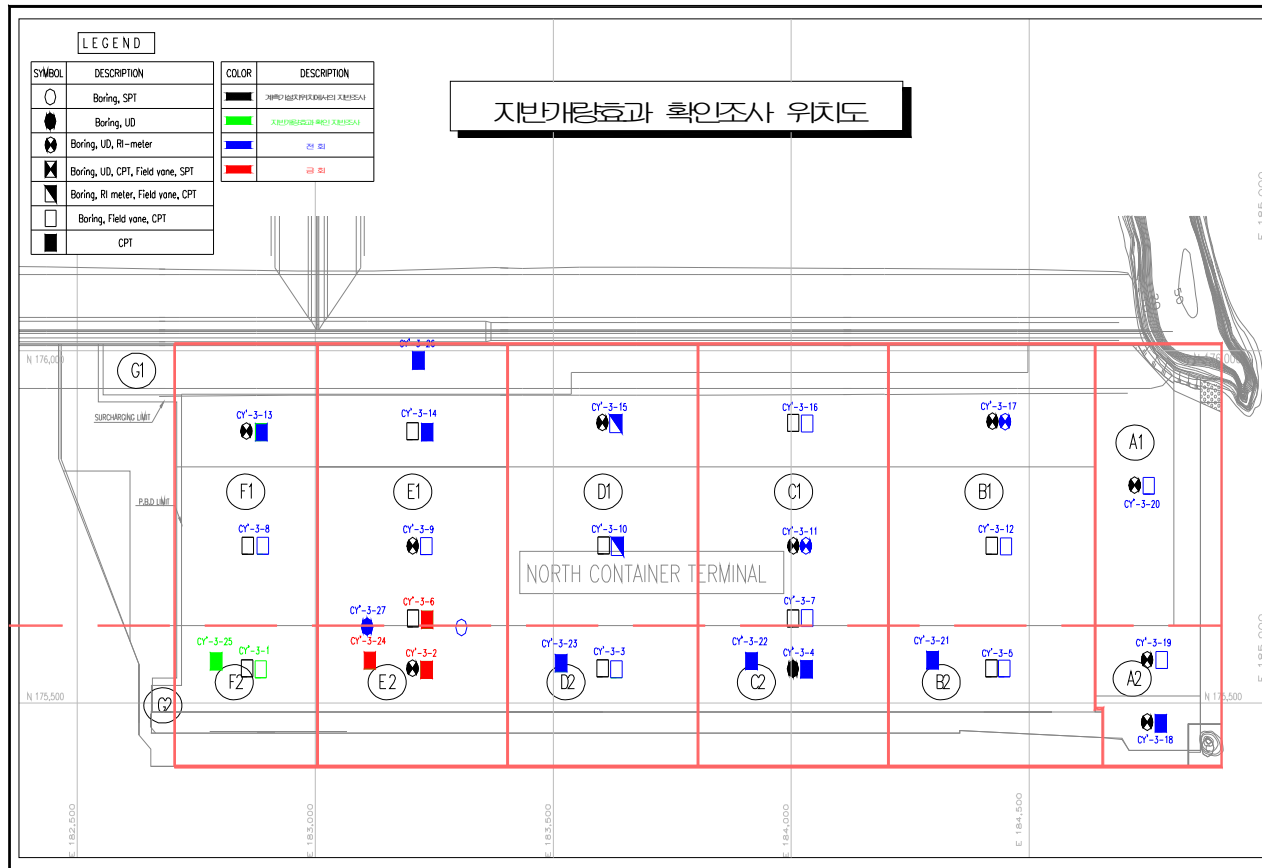


Fig 3.23 Location map of confirmed survey for ground effect of study site

제 4 장 지반개량효과 분석

4.1 침하 분석

4.1.1 초기침하 분석

일반적으로 지반개량공사는 매립(샌드매트)→ PBD 설치→ 재하성토→ 재하토 제거 순서로 이루어진다. 이러한 일련의 과정 중에서 매립 후 PBD 타설 전까지의 침하 및 간극수압 등을 측정하기 위하여 지반 중에 계측기를 설치하면 PBD 타설에 의한 계측기의 망실이 빈번하게 발생하여 매립 후 지반개량 공사인 PBD 타설 전 및 PBD 타설 직후의 초기침하량을 측정하기 어렵다. 이러한 초기침하량을 고려하지 않을 경우, 재하성토 하중을 과대하게 재하할 우려가 있으며 재하토 제거시기 산정이 오류가 발생할 수 있다.

본 연구대상지역에서는 이러한 초기침하량을 측정하기 위해서 다음과 같은 방법을 적용하였다. 일반적으로 적용되는 방법인 계측기 설치위치를 기준으로 Fig. 4.1과 Fig. 4.2과 같이 매립 직후 지반고 및 PBD 타설 직후 지반고를 측정하여 초기침하량을 산정하였으며 또한 Fig. 4.3에서 보듯이 초기침하량은 현장 관입시험인 콘관입시험(Cone Penetration Test, CPT)을 이용하여 산정하였다. CPT 장비를 사용할 경우 매립지반인 모래층과 매립 지반 하부의 원지반인 점성토층의 콘 관입저항력은 명확하게 차이가 발생하므로 이러한 콘관입저항치 결과로부터 초기침하량을 쉽게 산정할 수 있다.

Fig. 4.1의 결과에서, 매립 후 지반개량공사인 PBD 착수까지의 시간경과에 관계없이 초기침하량은 0.4m에서 1.0m정도 발생하며 평균 0.6m 정도로 일정한 경향을 나타내고 있다. 그러나 매립시 매립층의 두께가 증가됨에 따라 초기침하량은 직선적으로 증가하는 경향을 보이며, 이는 매립단계에서 발생하는 매립하중에 의한 지반내 과잉간극수압의 크기와 직접적인 관계가 있음을 알 수가 있다.

CPT에 의한 콘관입저항치에 의한 초기침하량의 차이는 Fig. 4.3과 같으며, 매립 및 PBD 개량직후의 지반고의 변화량은 매립 하부의 원지반인 점성토 지반의 변화량과 동일함을 알 수가 있다. 이는 매립 시 발생하는 매립지반의 지반고의 변화는 압밀침하를 일으키는 초기침하이며 이를 재하성토 제거분석에 적용해야 한다는 것을 알 수가 있다. 또한 위의 CPT 시험결과, 본 연구대상지역과 같이 호퍼선에 의한 배사방식으로 매립되는 모래지반은 매립과정 중에 자연스럽게 물다짐이 되므로 매립 후에 모래 매립층 자체에 대한 압축 등의 현상은 발생되지 않음을 알 수가 있다.

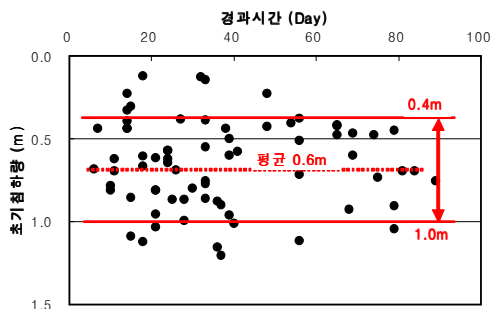


Fig. 4.1 Result of initial settlement after reclamation versus elapsed time

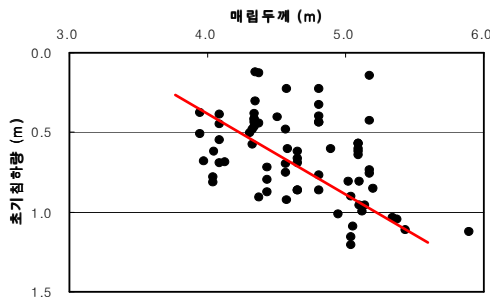


Fig. 4.2 Result of initial settlement after reclamation versus reclamation thickness

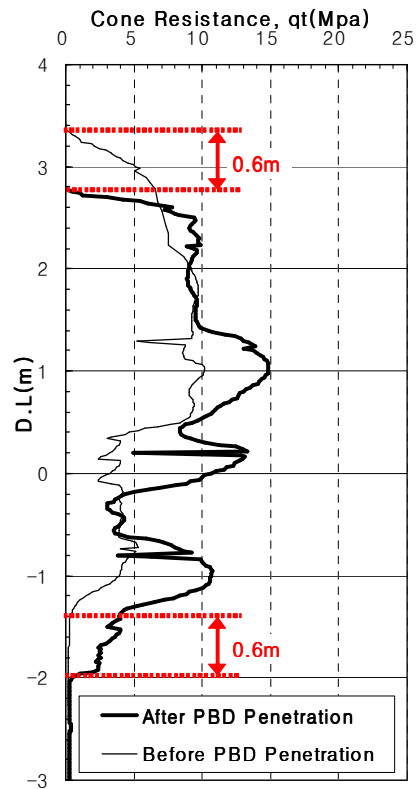


Fig. 4.3 Result of initial settlement by CPT after reclamation

이러한 초기 침하량이 재하성토 제거기준에 미치는 영향을 대표적으로 나타내면 Fig. 4.4와 같다. 초기침하를 고려한 경우와 고려하지 않는 경우에는 압밀 방치 종료기간까지 초기침하량 만큼의 차이가 항상 발생하게 된다. 이러한 경우가 발생하면 성토중 최종 재하성토고를 초기침하량 만큼 과대하게 시공하게 되고 역해석시 정확한 지반정수 산정이 어려워 향후 발생하는 운영 중의 침하 예측에도 영향을 주게 된다. 실제 역해석시 정확한 시공이력을 반영한다면 이 초기침하에 대한 정도는 어느 정도 예측가능한 문제이다. 그러나 매립과 동시에 PBD 개량공사가 진행되거나 매립재료 특성에 따라서 초기침하량 산정에 오류가 발생할 수 있으므로 CPT와 같은 정확한 시험장비를 적용하여 실제 계측 결과와 비교검토 할 필요가 있다.

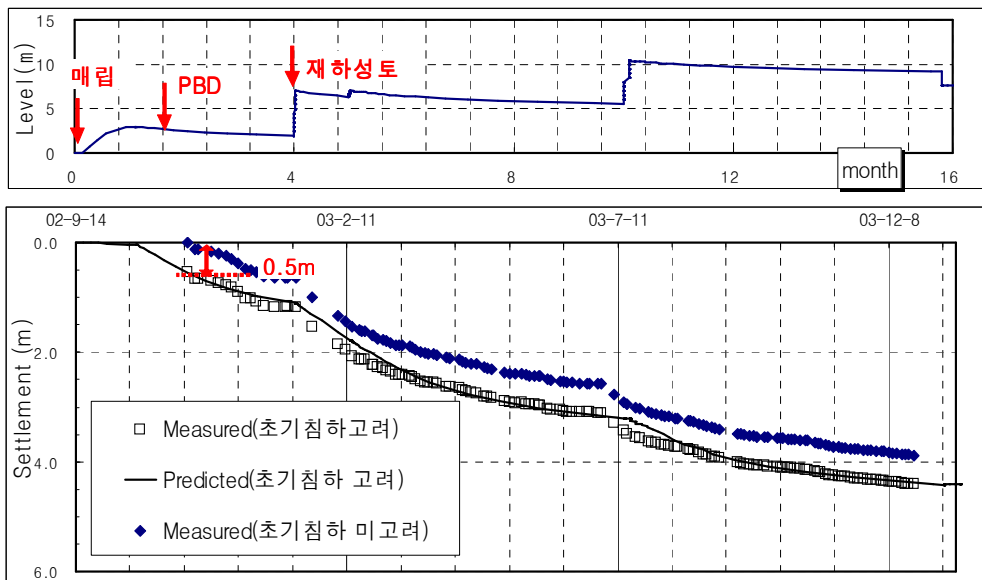


Fig. 4.4 Measurement and analysis result considering of initial settlement(PBD Pitch 1.2m)

4.1.2 계측결과 분석

본 연구에서 계측결과를 통한 재하성토 제거시기를 산정하기 위하여 다음과 같은 두 가지 해석방법이 사용되었으며, 각각의 해석방법은 다음과 같다.

1) CR(Compression Ratio)값을 이용하는 방법

- 계측결과로부터 쌍곡선법을 적용하여 최종침하량(S_f)을 예측
- 예측된 최종 침하량(S_f)으로부터 침하량 공식에 의거하여 Compression Ratio, CR ($(C_c/(1+e_0))$)을 재 산정
- 지하수위를 고려한 향후 예상되는 공용하중 산정
- 침하량 공식에 의거 예상되는 목표 침하량 산정
- 쌍곡선법에 의해 추정되는 계측결과로부터 목표침하량에서 잔류침하량 10cm를 감산하여 제거시점 산정

2) 실제 시공이력을 고려한 TCON 프로그램 결과 분석

- 각 계측기 위치에서 실제 시공이력을 반영한 TCON Input file 작성
- 반복작업(시행착오법)을 통하여 계측결과에 부합하는 지반정수(C_c , C_h 값 등)을 재 산정하여 침하해석(역해석, Back Analysis) 수행
- 운영하중에 대한 잔류침하량 10cm를 만족하는 제거시기 산정

Table 4.1 Application of input data by TCON analysis

시험 및 조사결과치 입력사항	가정치 입력사항	비 고
단위중량(γ_t, γ_{sat})	<ul style="list-style-type: none"> - 원지반 $c_h = 2c_v$ - 교란지반 $c_{vs} = c_{hs} = 0.3c_h = 0.6c_v$ 	
함 수 비(w)		
비 중(G_s)		
간 극 비(e)		
투수계수(k)		
압축지수(C_c)		
팽창지수(C_s)		
압밀계수(c_v)		

이론적으로는 과잉간극수압의 소산으로 인하여 침하량이 유발되어 간극수압계 및 침하판으로부터 동일한 압밀도가 산정되어야 하지만, 일반적으로 침하량을 기준으로 산정하는 방법과 비교해 볼 때 압밀도의 차이가 크게 발생할 가능성이 많다. 특히 간극수압계에 의한 심도별 압밀도는 지반의 불균질, 각 센서의 침하에 따른 심도의 보정, 지하수위의 변화 등으로 인하여 일정한 경향을 나타내지 못하는 경우가 발생하는 예가 많으므로, 재하성토에 의한 압밀도 평가시 과잉간극수압에 의한 압밀도는 정량적인 기준이 되는 데는 다소 무리가 있을 수 있다. 따라서, 침하량에 의한 압밀도를 기준으로 제거시기를 산정하되, 간극수압에 의한 압밀도 산정은 보완적인 차원에서 접근되는 것이 보편타당할 것으로 판단된다.

Table 4.2는 현장계측결과로부터 쌍곡선법과 CR값을 이용하여 목표침하량과 제거시점 및 침하량을 산정하고 이에 대한 신뢰성을 재확인하기 위하여 실제 시공이력을 고려한 프로그램 TCON 해석결과를 요약한 것이다. Table 4.2에서

보듯이 재하성토 제거 시 압밀도는 92.4% ~ 98.5%로 설계기준을 모두 만족하는 것으로 나타났으며, 설계 시 수직압밀계수에 대한 수평압밀계수의 비는 $c_h = 2 \times c_v$ 로 추정되었으나 본 연구의 역해석에서는 블록별 2.3 ~ 3.5값으로 적용시 실제 침하량 곡선과 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 따라서 압밀지층의 침하량을 가지고 판단해 볼 때 본 연구대상 연약지반의 압밀축진공법으로 적용된 PBD공법은 현장 연약지반개량에 효과적인 역할을 수행한 것으로 분석된다.

Table 4.2 Back analysis conclusion according to elimination of surcharge for each block

블록	PBD 간격	개량기간 (개월)		역해석 결과				압밀도 (%)	c_h/c_v
		실제	설계	제거시점 침하량	최종 침하량	운영하중 침하량	잔류 침하량		
A-1	1.2m	12.7	14	4.185m	4.263m	4.106m	0.0cm	98.2	3.3
B-1	1.2m	13.5	14	4.280m	4.460m	4.200m	0.0cm	95.8	2.5
C-1	1.2m	13.1	14	4.350m	4.560m	4.280m	0.0cm	95.4	2.8~3.0
D-1	1.2m	12.9	14	4.620m	4.785m	4.556m	0.0cm	96.6	2.3~3.4
E-1	1.5m	21.8	21	5.393m	5.734m	5.339m	0.0cm	94.1	3.1
F-1	1.5m	26.6	21	5.031m	5.437m	4.919m	0.0cm	92.5	3.1~3.2
A-2	1.0m	8.6	12	2.922m	2.967m	2.856m	0.0cm	98.5	3.0~3.5
B-2	1.0m	7.5	12	3.973m	4.092m	3.932m	0.0cm	97.1	3.6
C-2	1.0m	11.9	12	3.968m	4.114m	3.903m	0.0cm	96.5	3.2
D-2	1.0m	9.0	12	4.812m	4.910m	4.693m	0.0cm	98.0	3.3~3.5
E-2	1.2m	11.5	14	5.792m	6.150m	5.710m	0.0cm	94.2	3.0
F-2	1.2m	11.8	14	5.650m	6.113m	5.566m	0.0cm	92.4	2.5~2.8

* 재하기간 = 성토기간 + 방치기간

* 최종침하량 = 성토하중에 대한 1차압밀침하량

4.2 지반개량효과 분석

본 연구대상지역에 적용된 PBD공법의 지반개량효과를 확인하기 위하여 비배수전단강도를 확인할 수 있는 콘관입시험 및 현장베인시험의 현장원위치시험을 통하여 분석하였다.

4.2.1 현장원위치 시험

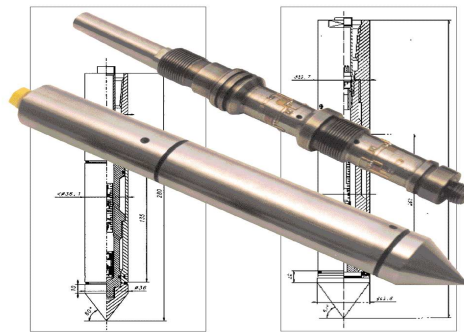
1) 시험방법

가. 콘관입시험(*CPT, Cone Penetration Test*)

본 연구에서 사용된 CPT는 Fig. 4.5와 같으며 Netherlands의 Geomil사에서 제작된 것으로 관입력 20ton, 최대관입심도 100m에 달하며, 자동데이터 저장시스템과 무선조정시스템이 부착되어 있다.



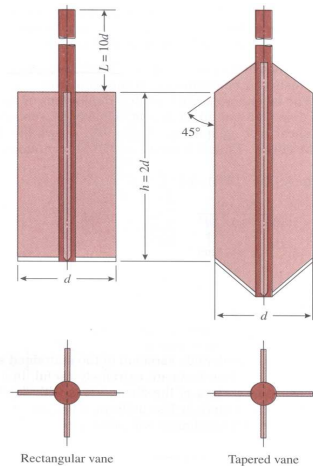
(a) CPT 장비



(b) Electric Cone (10cm², 15cm²)

Fig. 4.5 A part of CPT of ground survey

나. 현장베인시험(FVT, Field Vane Test)



(a) 현장베인시험 전경

(b) 베인형상 날개

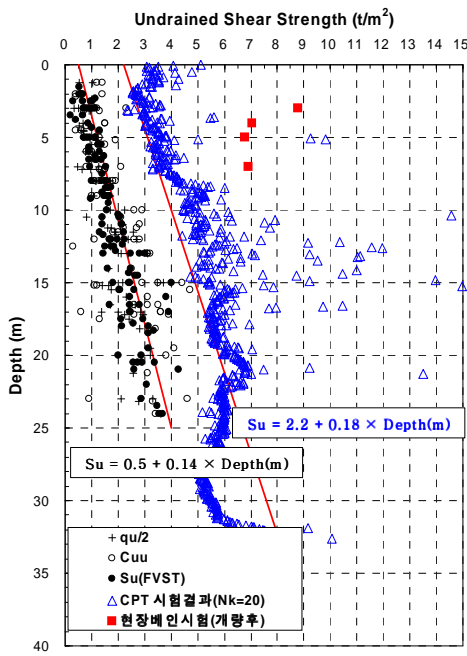
Fig. 4.6 Electrical Vane Shear Test

2) 시험결과

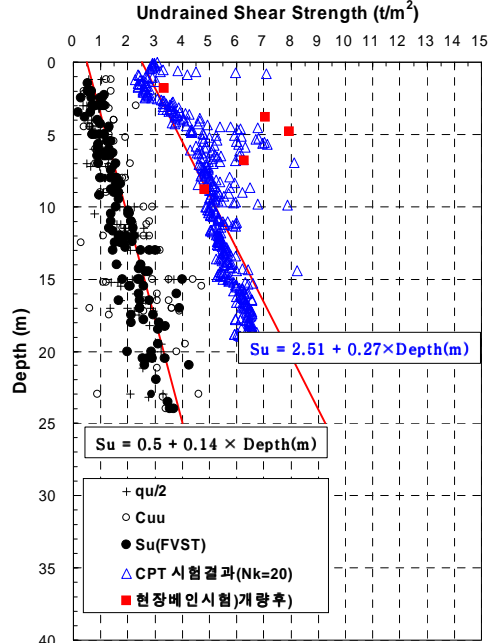
Fig. 4.7 ~ Fig. 4.12는 PBD 지반개량 전·후의 지반을 현장원위치시험인 콘관입시험(CPT)과 현장베인시험(FVT)의 결과를 나타낸 것이다. Fig.4.7 ~ Fig. 4.12에서 보듯이, 콘관입시험 결과 개량 전보다 전반적으로 비배수 전단강도가 상당히 증가하는 경향을 나타내고 있다. 그러나 현장베인 시험결과는 지반개량에 따른 연약지반의 강도증가로 인하여 심도 10m 이후에 대해서는 지반조사가 불가능 하였으며, 또한 조사된 시험결과도 현장 콘관입시험과 경향이 잘 일치되지 않고 있다. 이는 현장베인 시험이 가지고 있는 실험적 한계이므로 지반개량이 완료된 시점에는 관입력이 큰 지오베인시험 등이 적절할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 지반조사에 의한 지반개량효과는 현장 콘 관입시험을 중심으로 기술하고자 한다.

PBD 타설간격(1.0m, 1.2m)에 관계없이 지반의 강도증가는 심도에 따라 비교

적 증가 되었으며, 특히 개량심도가 상부에서 10 ~ 15m 인 지점에서는 하부지반보다 지반개량에 의한 강도증가가 훨씬 큰 경향이 나타났다. 이는 압밀상재 하중에 의한 지반내 응력증가 정도가 10 ~ 15m 지점을 기준으로 잘 전달되는 것으로 판단된다.

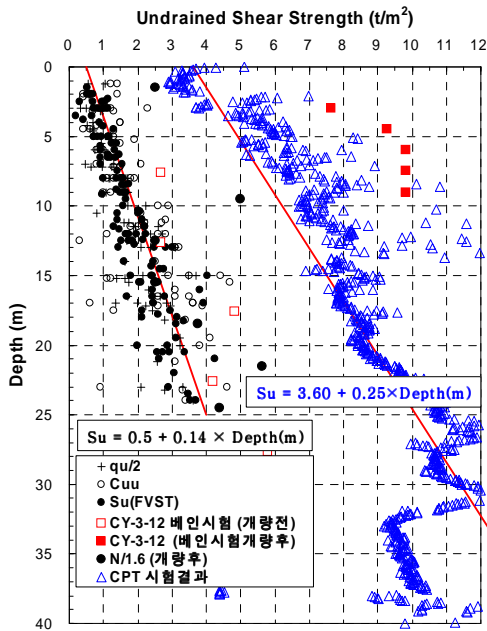


(a) A-1 Block

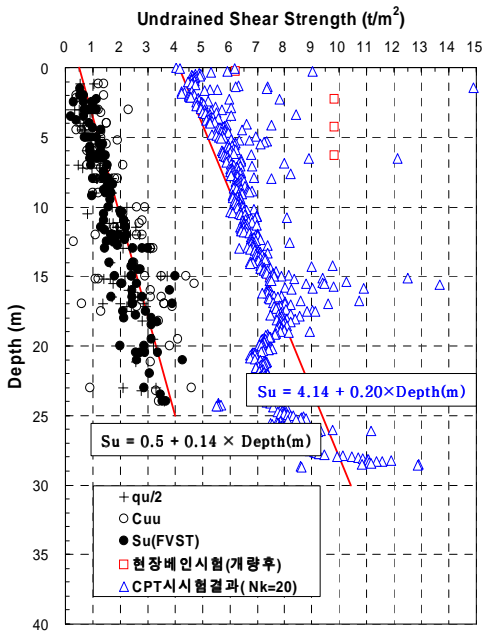


(b) A-2 Block

Fig. 4.7 Comparison of strength increase after ground improvement at block A-1 and A-2.

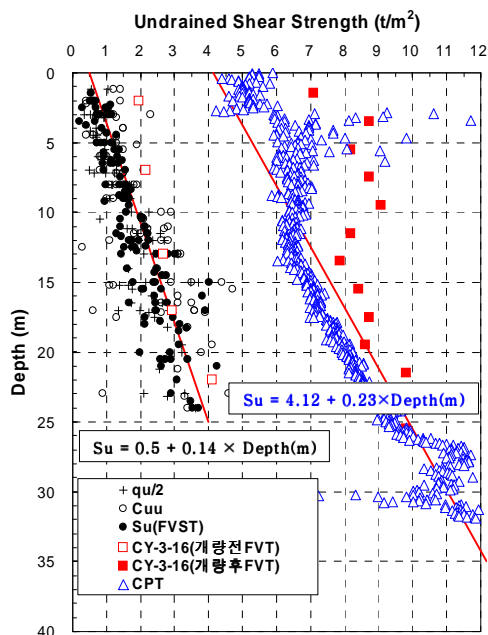


(a) B-1 Block

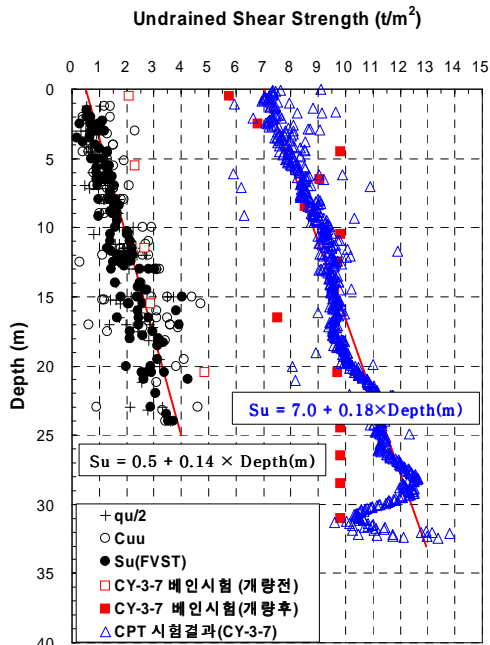


(b) B-2 Block

Fig. 4.8 Comparison of strength increase after ground improvement at block B-1 and B-2.

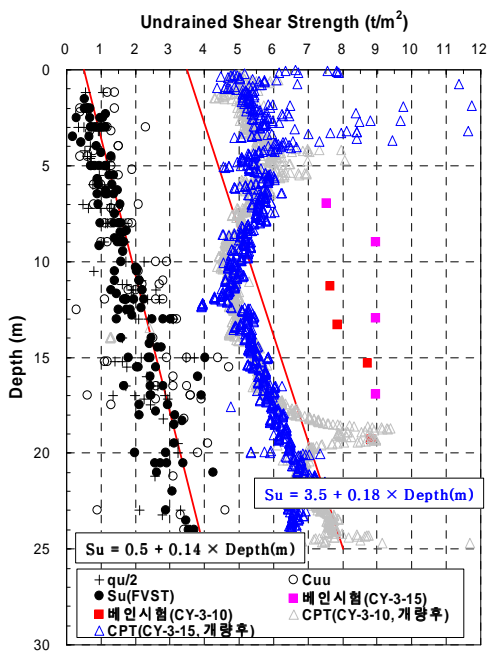


(a) C-1 Block

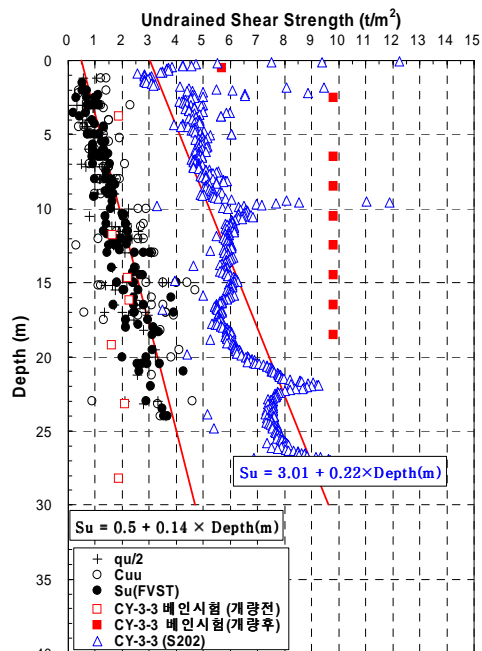


(b) C-2 Block

Fig .4.9 Comparison of strength increasement after ground improvement at block C-1 and C-2.

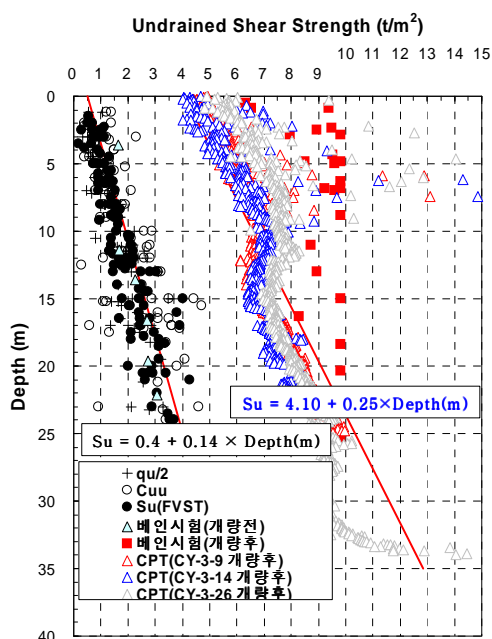


(a) D-1 Block

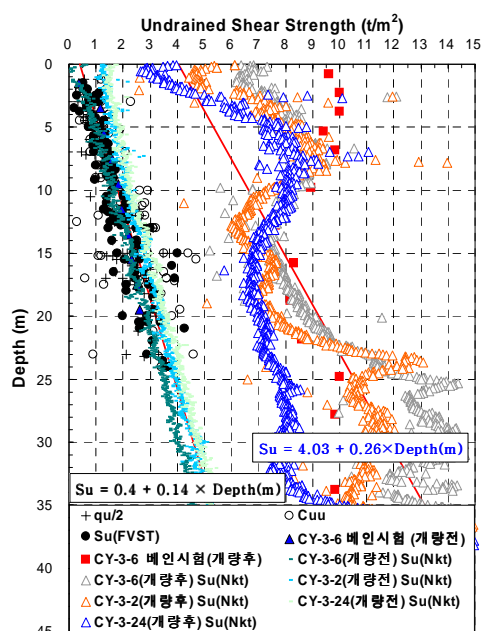


(b) D-2 Block

Fig. 4.10 Comparison of strength increasement after ground improvement at block D-1 and D-2.

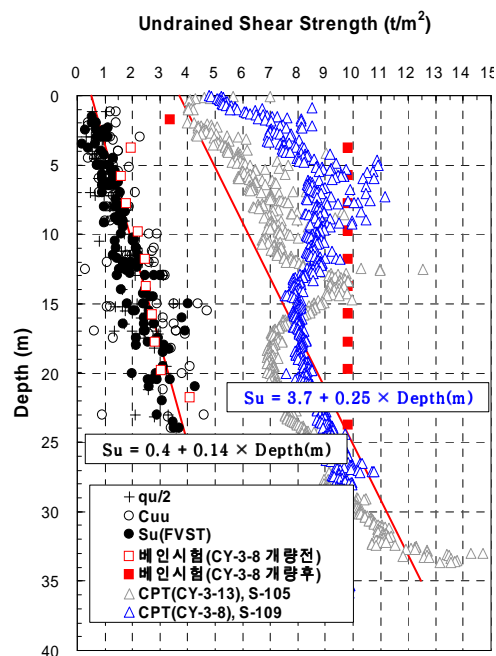


(a) E-1 Block

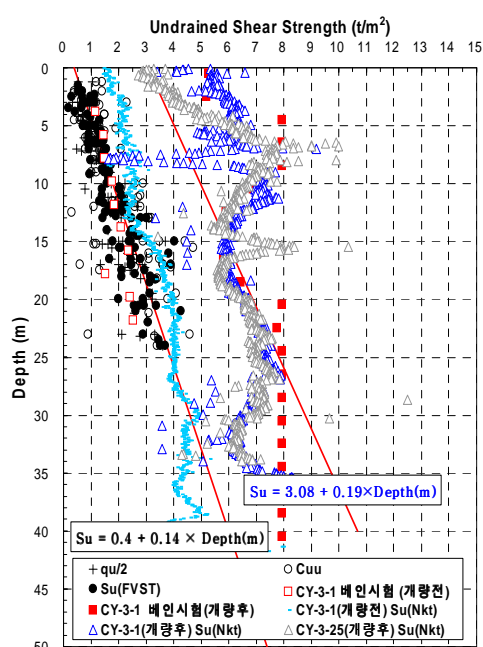


(b) E-2 Block

Fig. 4.11 Comparison of strength increase after ground improvement at block E-1 and E-2



(a) F-1 Block



(b) F-2 Block

Fig. 4.12 Comparison of strength increase after ground improvement at block F-1 and F-2.

제 5 장 결 론

연직배수공법에 의한 연약지반개량 설계는 지반의 압밀침하 촉진 및 지반강도를 증가시켜 구조물의 사용성 및 안정에 문제가 없도록 검토하는 것이다. 또한 지반의 비균질성 및 비등방성에 따른 이론적 예측치와 실제 계측치는 차이가 있으므로 실측 데이터에 의한 역해석(Back analysis)을 통해 검토내용의 검증·보완이 필요하다.

본 연구는 부산신항만 북 컨테이너부두 조성부지 연약지반에 적용된 PBD공법의 지반개량효과를 확인하기 위해 침하계측 데이터를 통한 침하해석과 콘 관입 시험(CPT) 및 현장베인시험(FVT)의 현장 원위치시험을 통한 압밀침하에 따른 비배수전단강도 조사결과를 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 일반적으로 지반개량공사는 매립(샌드매트) → PBD 설치 → 재하성토 → 재하토 제거 순서로 이루어진다. 이러한 일련의 과정 중에서 매립 후 PBD 타설전까지의 침하 및 간극수압 등을 측정하기 위하여 지반 중에 계측기를 설치하면 PBD타설에 의한 계측기의 망실이 빈번하게 발생하여 매립 후 지반개량 공사인 PBD 타설 전 및 PBD 타설 직후의 초기침하량을 측정하기 어렵다. 이러한 초기침하량을 고려하지 않을 경우, 재하성토 하중을 과대하게 재하할 우려가 있으며 재하토 제거시기 산정이 오류가 발생할 수 있다. 초기침하를 고려한 경우와 고려하지 않는 경우에는 압밀방치 종료기간까지 초기침하량 만큼의 차이가 항상 발생하게 된다. 이러한 경우가 발생하면 성토중 최종 재하성토고를 초기침하량 만큼 과대하게 시공하게 되고 역해석시 정확한 지반정수 산정이 어려워 향후 발생하는 운영 중의 침하예측에도 영향을 주게 된다. 실제 역해석시 정확한 시공이력을 반영한다면 이 초기침하량은 어느 정도 예측 가능한 문제이다. 그러나 매립과 동시에 PBD 개량공사가 진행되거나 매립재료 특성에 따라서 초기침하량 산정에 오류가 발생할 수 있으므로

CPT와 같은 정확한 시험장비를 적용하여 실제 계측결과와 비교검토할 필요가 있다.

2. 설계시 지반은 균질하고 등방압밀상태로 가정되었으나 실제지반과는 상이하므로 현장 침하계측을 통해 설계시 추정된 침하진행상황을 파악하여 적절하게 수정되어야 한다. 이에 현장 침하계측결과와 쌍곡선법에 의한 제거시점 침하량과 재하성토 제거시점 역해석 결과, 제거시점 침하량은 2.86m ~ 5.71m 압밀도는 92.4% ~ 98.5%로 나타났으며, 향후 운영하중에 의한 1차압밀의 허용잔류침하량(10cm이하)과 성토하중에 의한 1차압밀의 압밀도(90%이상)는 모두 설계기준을 만족하였다. 또한 일부 지반개량구간에서는 압축지수가 10% 작게 평가되어져 침하량이 적게 발생하였으며, 전체 지반개량구간에서 수직압밀계수에 대한 수평압밀계수의 비가 블록별 설계시 추정된 2보다 큰 2.3 ~ 3.5값으로 적용 시 시공이력에 대한 실제 침하량 곡선과 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 이것은 압밀침하가 빠르게 진행되어 압밀도와 운영하중에 대한 설계기준을 만족하여 방치기간이 줄어든 것을 알 수 있다.

3. 본 연구대상지역의 지반개량 전 강도증가율은 0.21, 심도별 비배수전단강도 분포식은 $0.5+0.14Z$ 와 $0.4+0.14Z$ 로 평가되었으며, 본 연구에 적용된 PBD공법에 의한 지반개량 후 개량도를 평가하기 위해 실시된 현장원위치시험(CPT, FVT)과 실내토질역학시험 결과, 개량 완료 후의 비배수전단강도는 심도가 깊어질수록 증가하는 경향을 나타냈으며, 지반개량 전보다 $2 \sim 8 \text{ ton/m}^2$ 이상 압밀침하에 따른 비배수 전단강도가 증가된 것을 알 수 있었다.

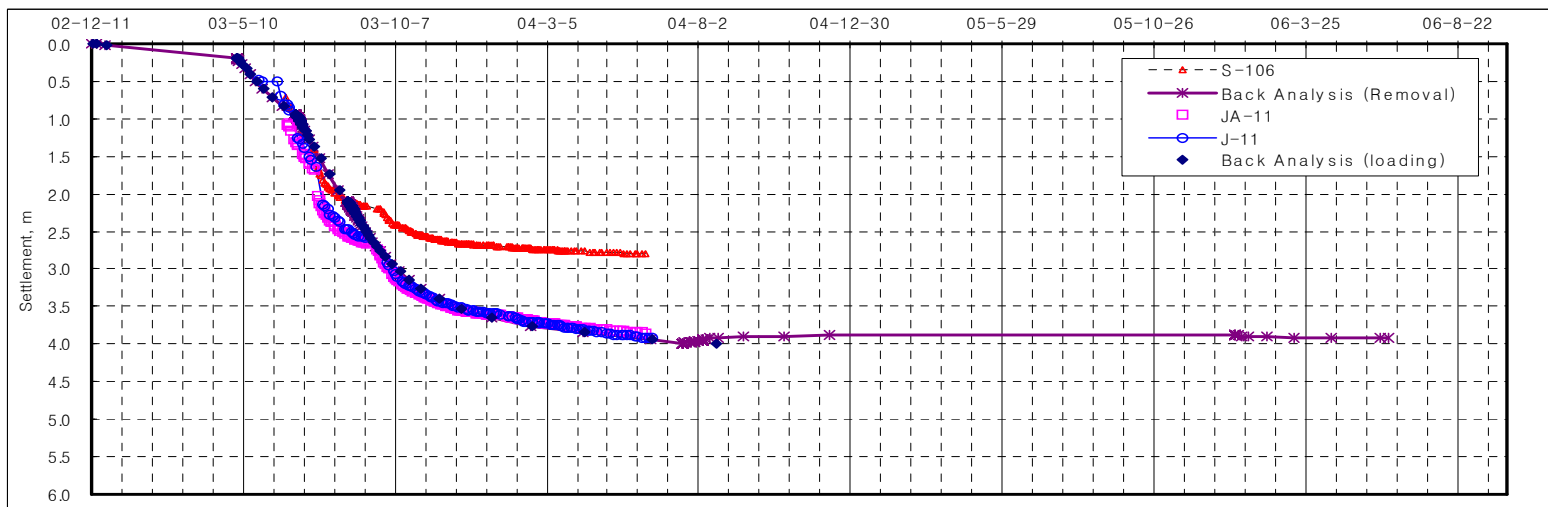
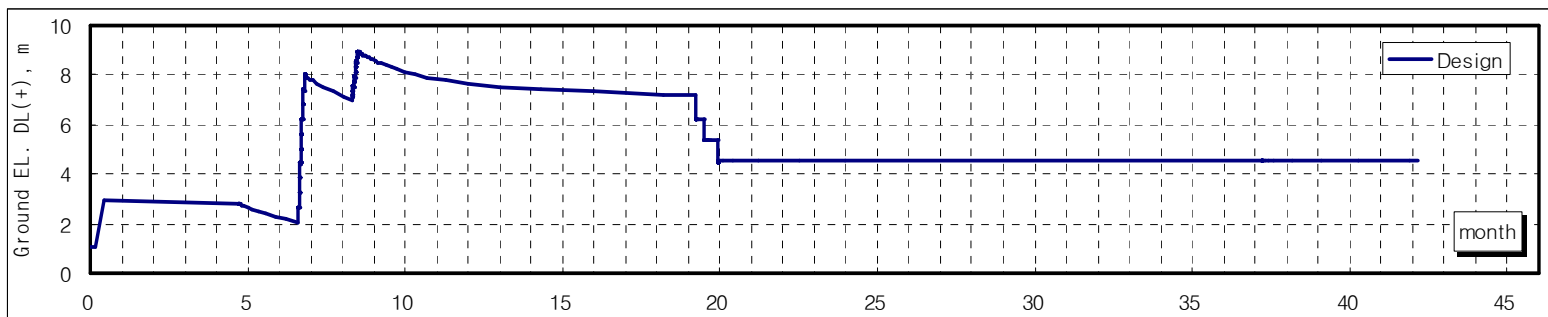
4. 따라서 본 연구대상 연약지반의 압밀축진공법으로 적용된 PBD공법은 현장 연약지반개량에 효과적인 역할을 수행한 것으로 판단되어지며, 향후 유사연약지반 개량공사의 수행 시 적용공법의 선정과정 및 침하관리, 공법의 설계 및 해석, 개량효과 분석에 유용한 자료가 될 것으로 기대된다.

참 고 문 헌

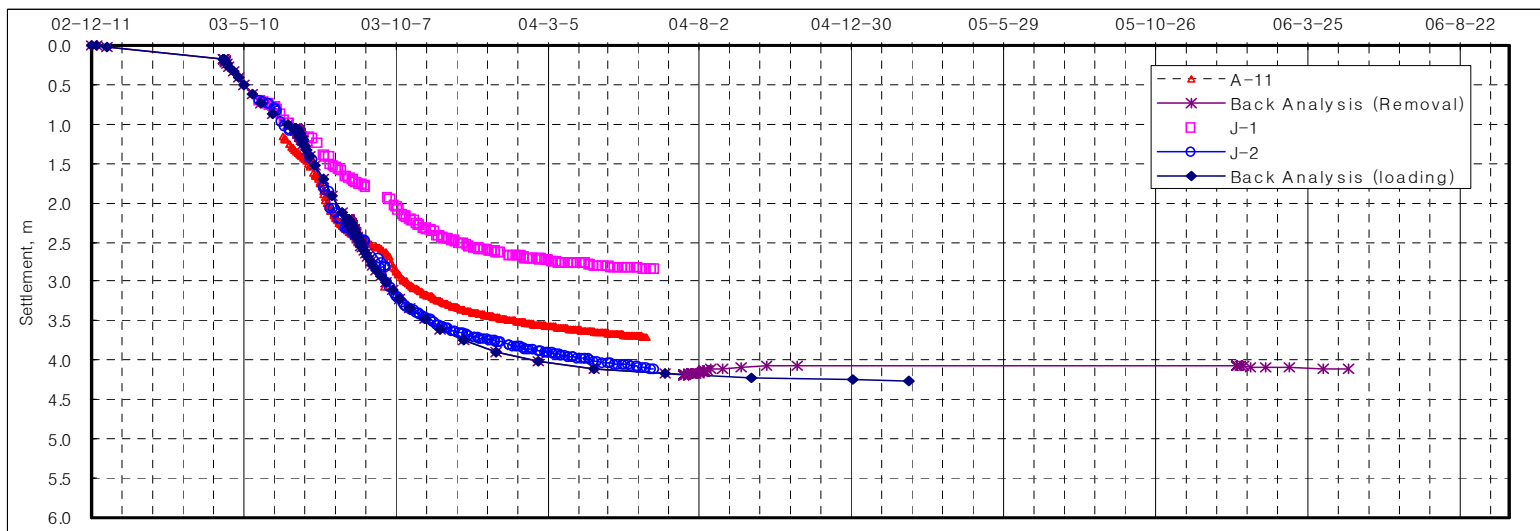
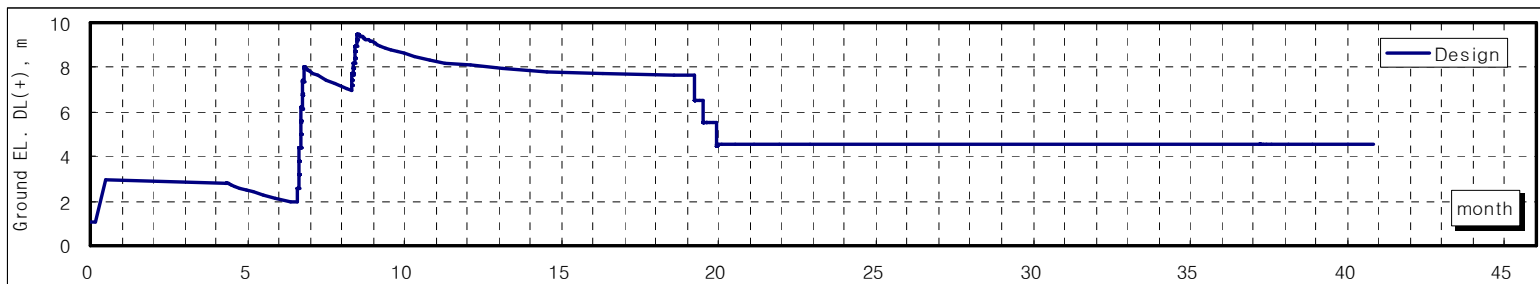
- 대한주택공사(1996), “연약지반 처리공법”.
- 유재명(1997), “토질 및 기초기술사 해설”, 예문사.
- 정철호(1990), “우리나라 실트질 해성점토의 분포와 공학적 특성분석”, 동국대학교 박사 학위논문.
- 부산신항만 개발 민간투자시설사업(1999), 북컨테이너터미널 실시설계 지반특성보고서.
- 부산신항민자부두 1-1단계 축조시공계획단계에서 실시된 지반조사 보고서(2003. 5).
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시보고서(2004).
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 D1 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시 보고서(1)(2004. 1), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 C1 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시 보고서(2)(2004. 2), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 B1 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시 보고서(3)(2004. 4), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 A1 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 보고서(5)(2004. 6), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 A2 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시 보고서(4)(2004. 6), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 북컨테이너부지 지반계측관리 월간보고서(2004. 7), 삼성 물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 B2 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시 보고서(3)(2004. 8), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 E1 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시보고서(1)(2004. 9), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 C2 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시 보고서(2)(2004. 10), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 D2 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시 보고서(1)(2004. 11), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 F1 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시보고서(1)(2004. 12), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사(2005), 지반조사 보고서.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 E2 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시보고서(1)(2005. 4), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 부산신항 민자부두 1-1단계 축조공사 F2 구간 재하성토 제거 시기 산정에 관한 수시보

- 고서(1)(2005. 6), 삼성물산(주)건설부문, (주)이제이텍.
- 북컨테이너터미널 실시설계 구조계산서 II(토목)(1999. 3), 부산신항만주식회사, 북컨테이너 터미널 실시설계 보고서(토목), 부산신항만주식회사, 1999. 6.
- 실시설계를 위한 지반조사 보고서(1997. 12), (주)도화지질.
- 이승래(2001), “PBD가 설치된 연약 점토지반의 압밀특성을 고려한 설계방법”, KGA, FALL '01 National Conference.
- 이승래(2002), “대심도 연약지반의 압밀침하 이론과 실제”, ISSMGE ATC-7 Symposium.
- 정하익, 진현식, 진규남, 김달용(1999), “연약지반 성토시 전단변형에 의하여 유발된 측침하량의 산정”, 한국지반공학학회, 연약지반 처리위원회, '99 학술발표세미나.
- 한국지반공학학회(1997), "연약지반", 지반공학시리즈6, 구미서관.**
- 한국지반공학학회(1998), “토목섬유”, 지반공학시리즈9”.
- 한국지반공학회지(1999), 한국지반공학회지, Vol. 15, No. 4.
- 한국토지공사(1999), “연약지반의 압밀특성에 관한 연구”.
- Barron, R. A.(1948), “Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells”, Transaction ASCE, Vol. 113, No. 2346, pp. 718~742.
- Hansbo, S.(1979), “Consolidation of Clay by Band-Shaped Prefabricated Drains, Ground Engineering, Vol. 12, No. 5, July, pp. 16-25.
- Hansbo, S.(1981), “Consolidation of Fine-Grained Soils by Prefabricated Drains”, Proc. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 3, pp. 677-682.
- Onoue, A.(1988a), “Consolidation of Multilayered Anisotropic Soils by Vertical Drains with Well Resistance”, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4, pp. 75-90.
- Onoue, A.(1988b) “Consolidation by Vertical Drains taking Well Resistance and Smear into Consideration”, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4, pp. 165-174.
- Yoshikuni, H and Nakanodo, H.(1974), “Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability”, Soils and Foundation, Vol. 14, No. 2, pp. 35-46.
- Zeng, G. X. and Xie, K. H.(1989) “New Development of the Vertical Drain Theories”, Proc. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 2, pp. 1435-1438.

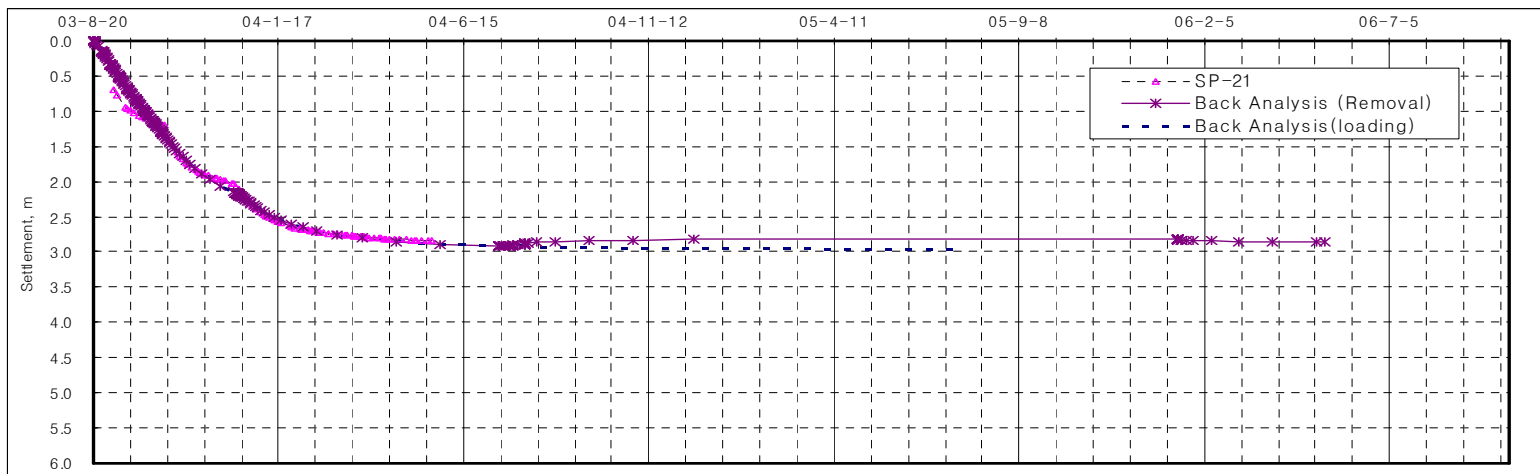
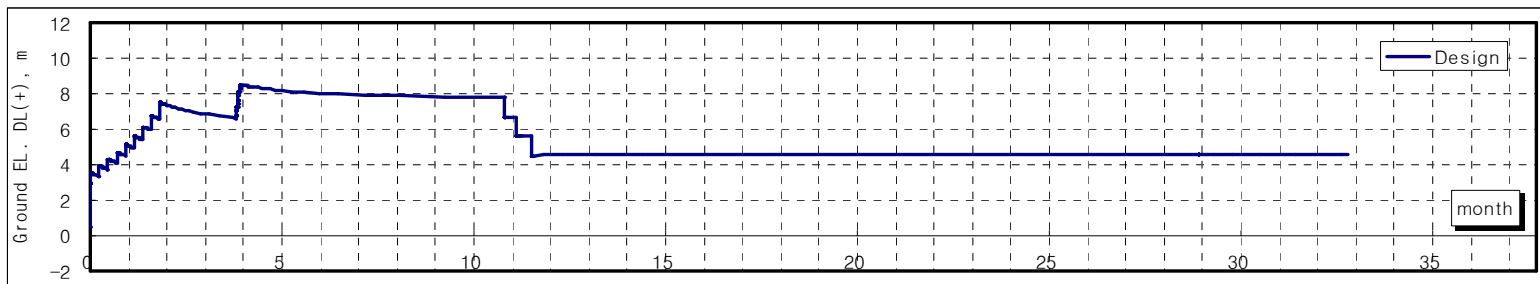
부록



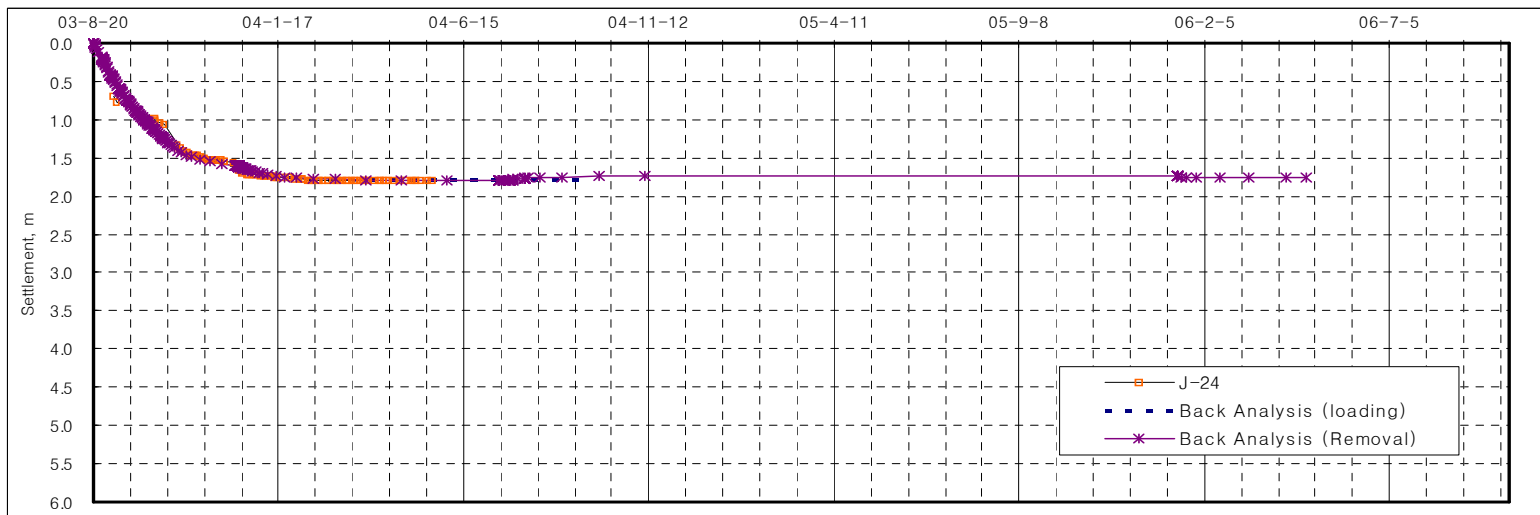
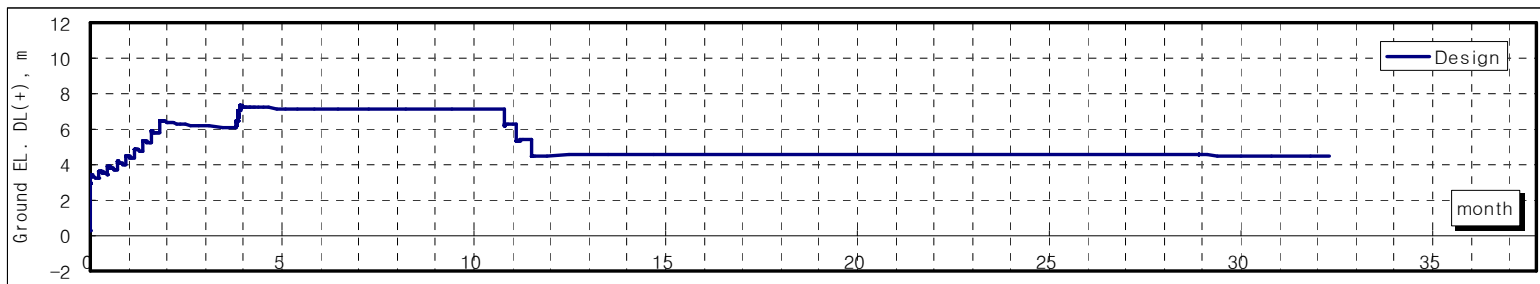
< A1 - Block 0 구역 >



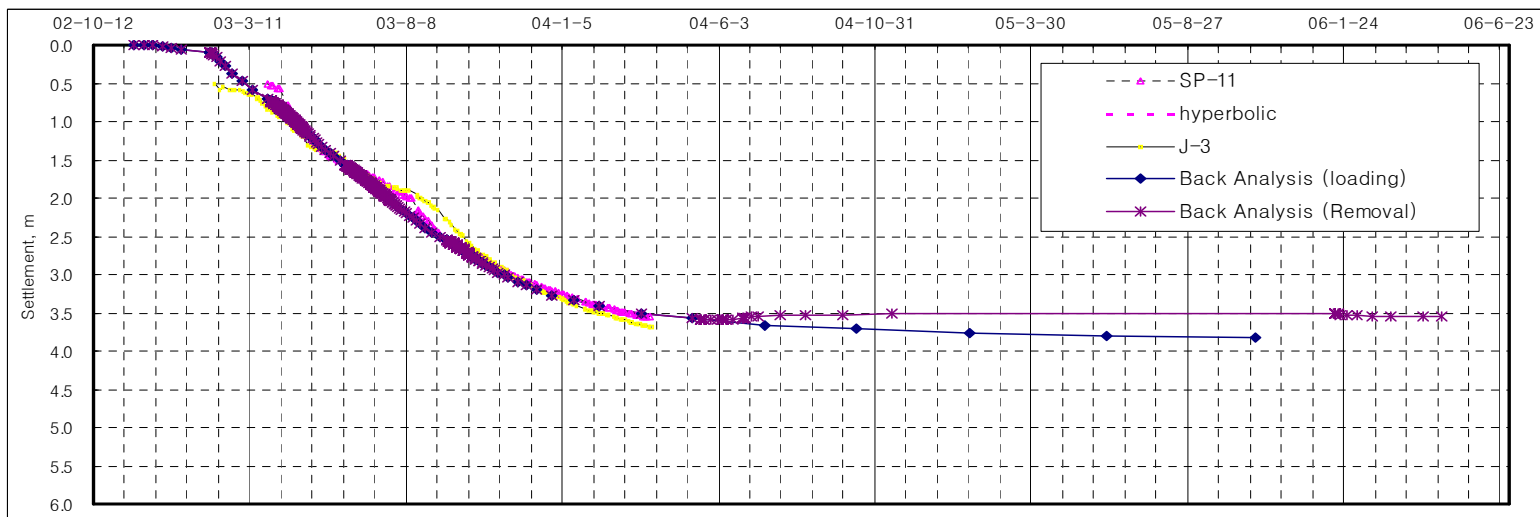
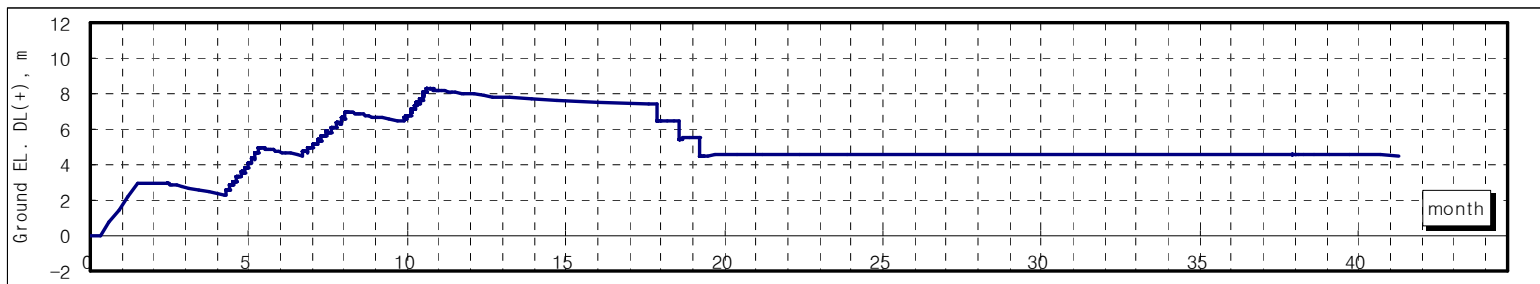
< A1 - Block 1 구역 >



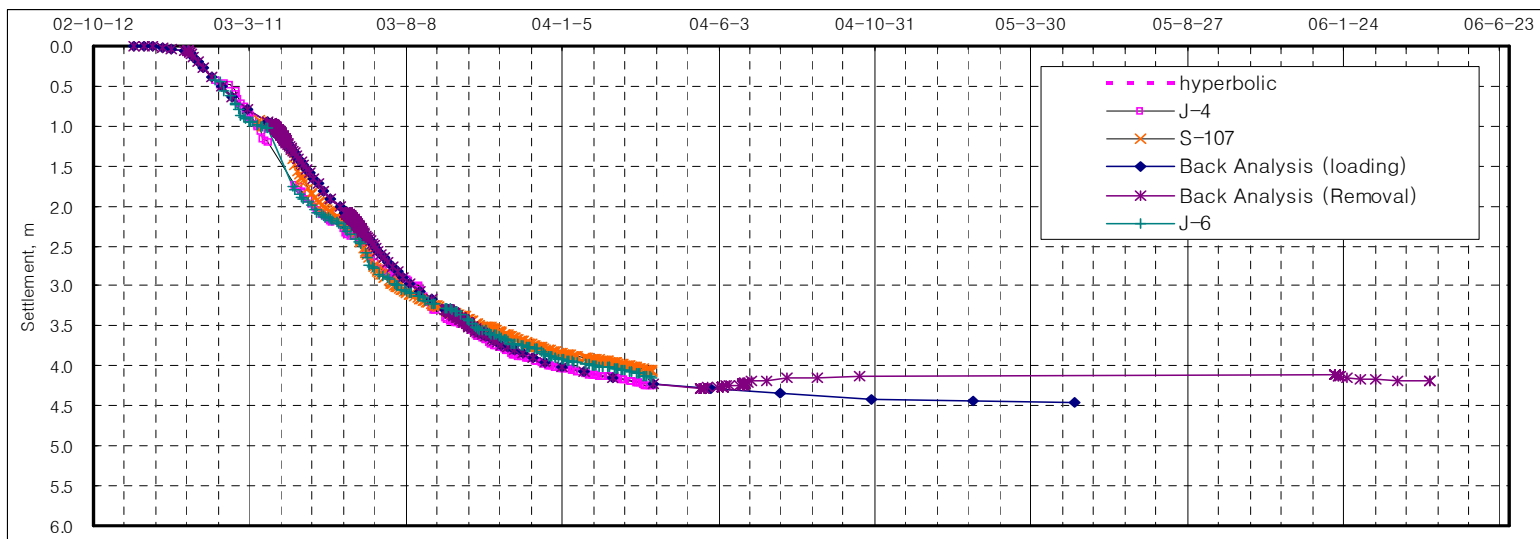
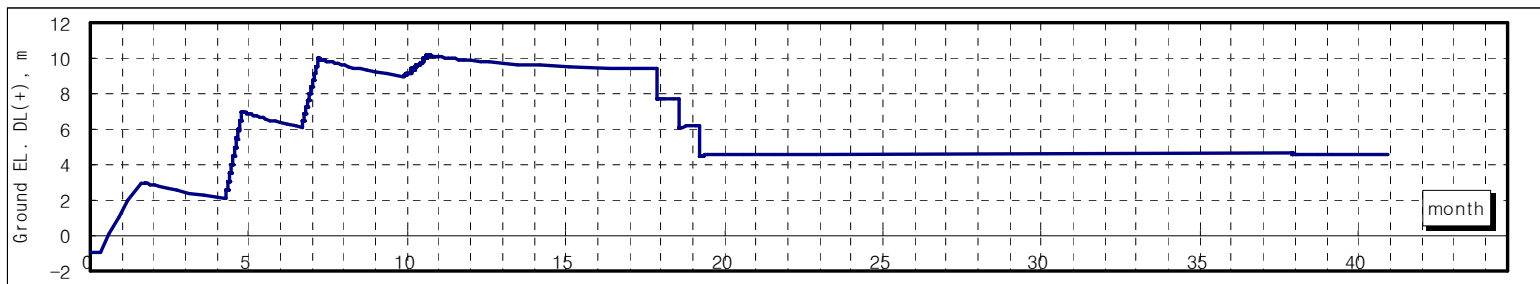
< A2 - Block 27 구역 >



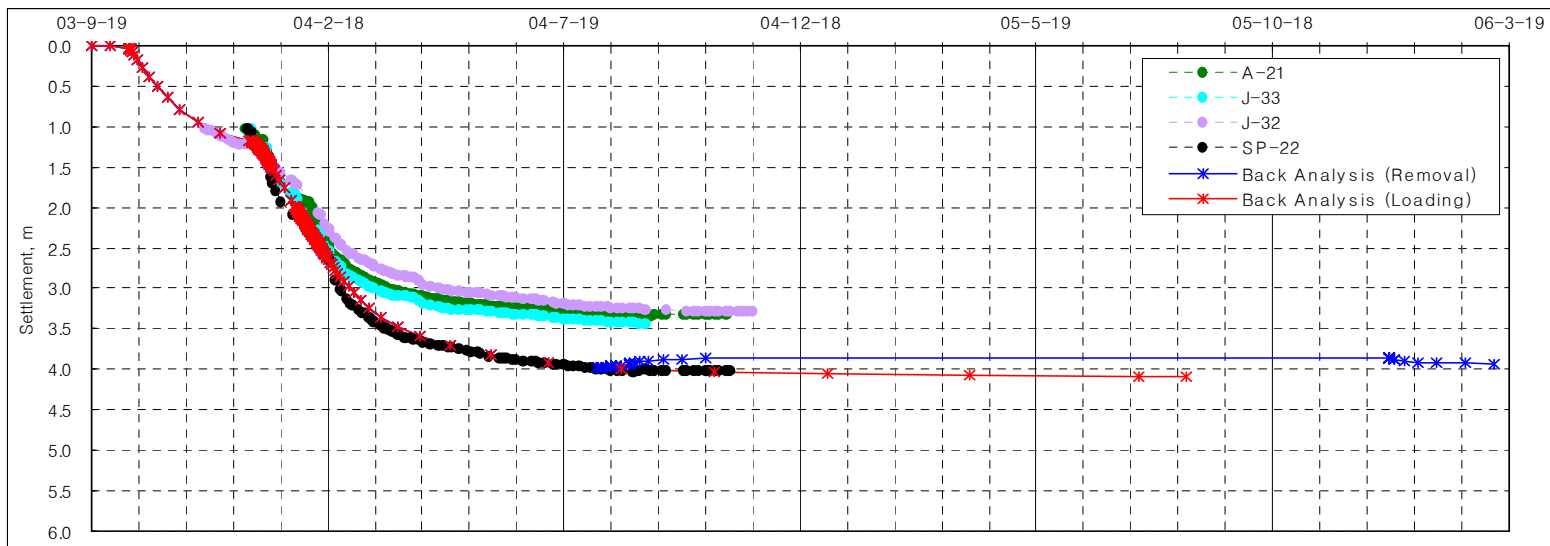
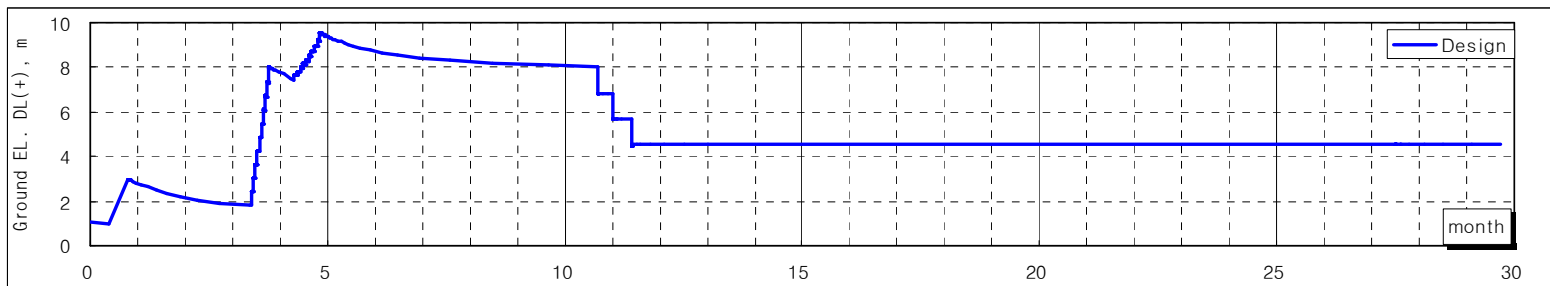
< A2 - Block 28 구역 >



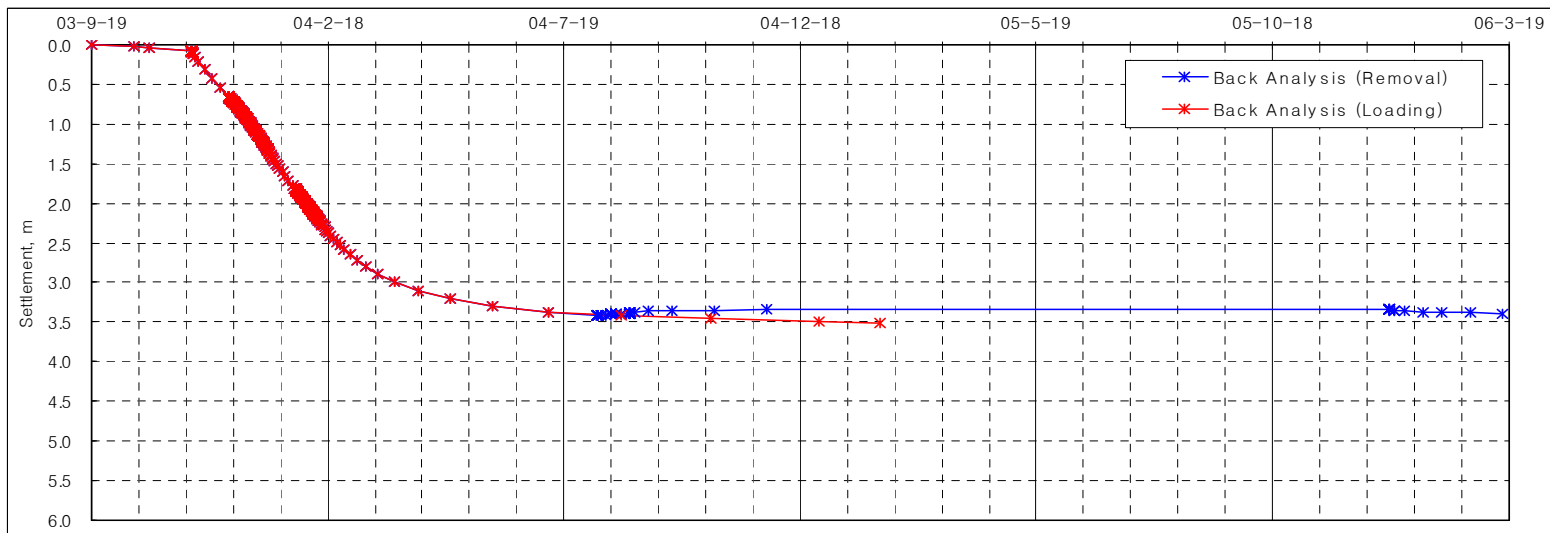
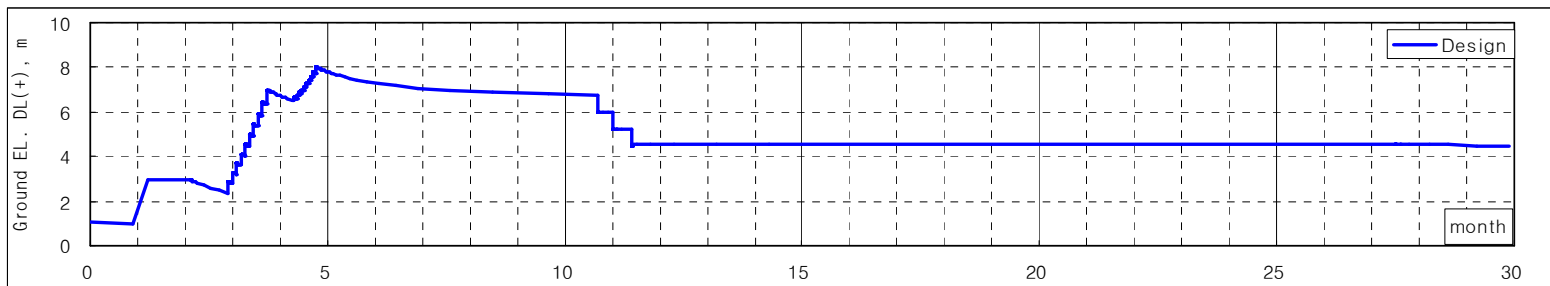
< B1 - Block 2 구역 >



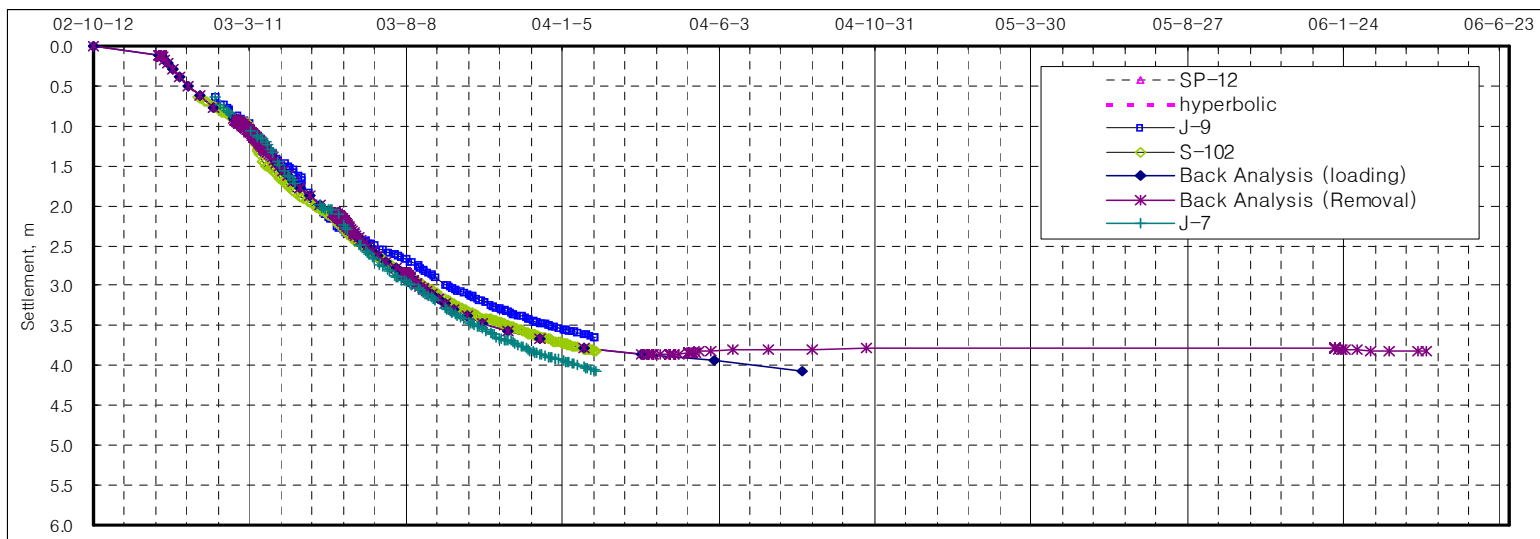
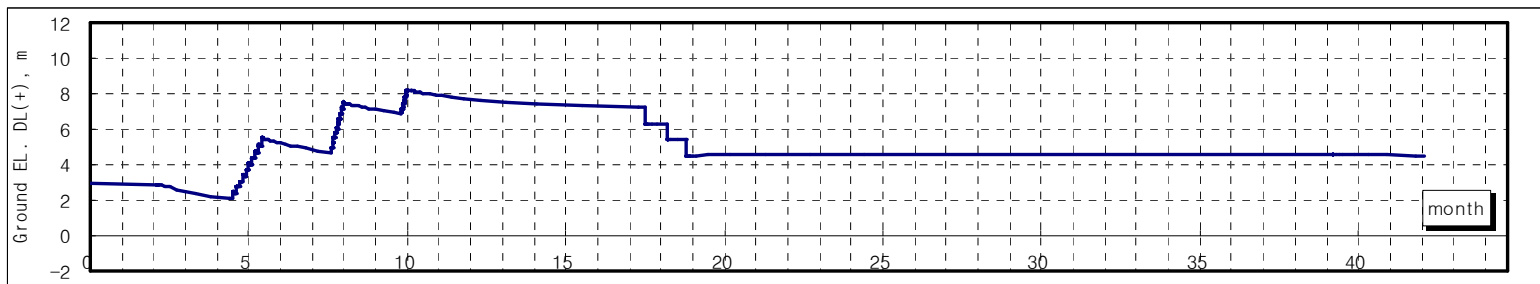
< B1 - Block 3 구역 >



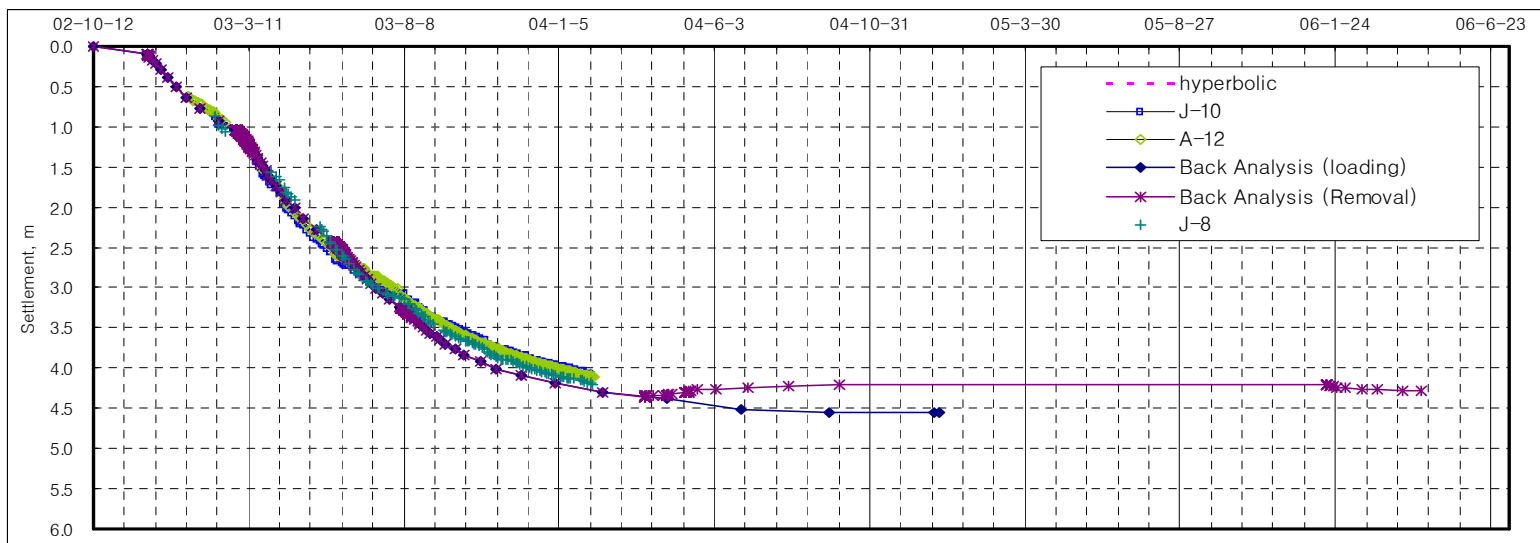
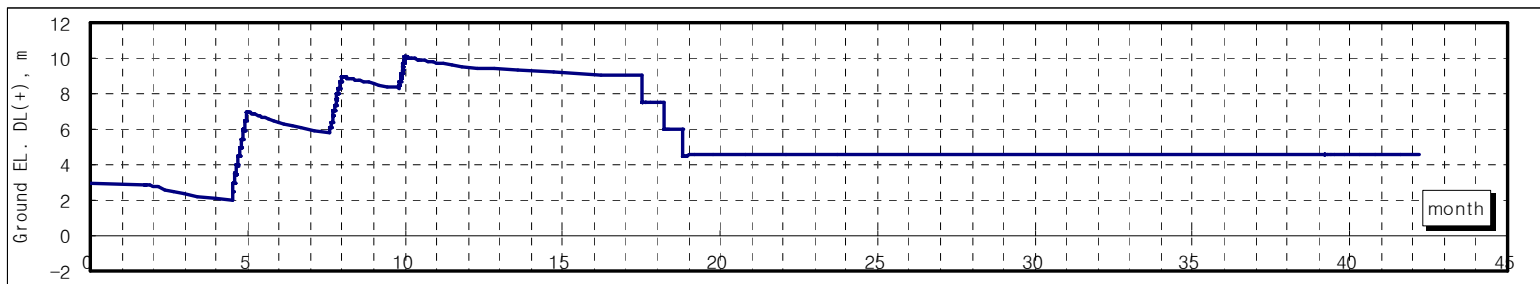
< B2 - Block 29 구역 >



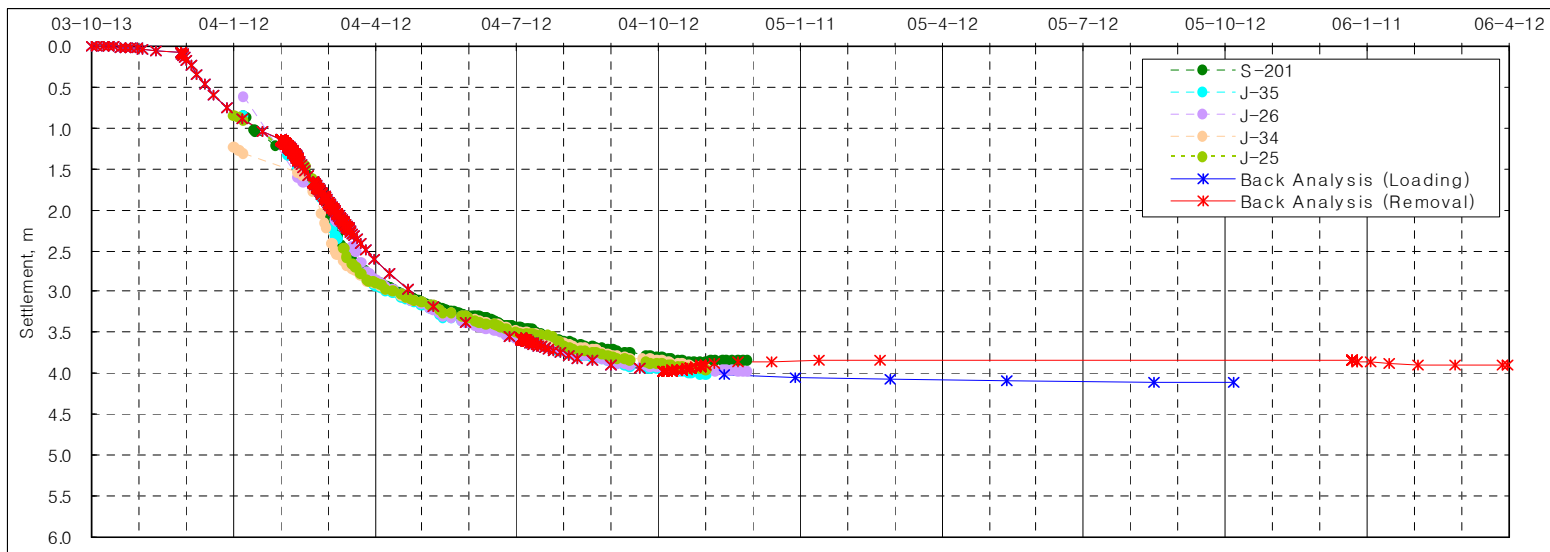
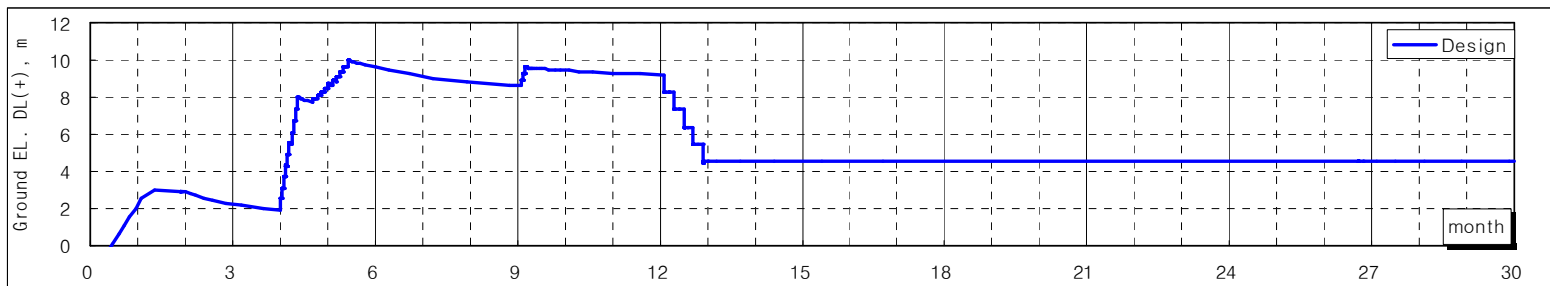
< B2 - Block 30 구역 >



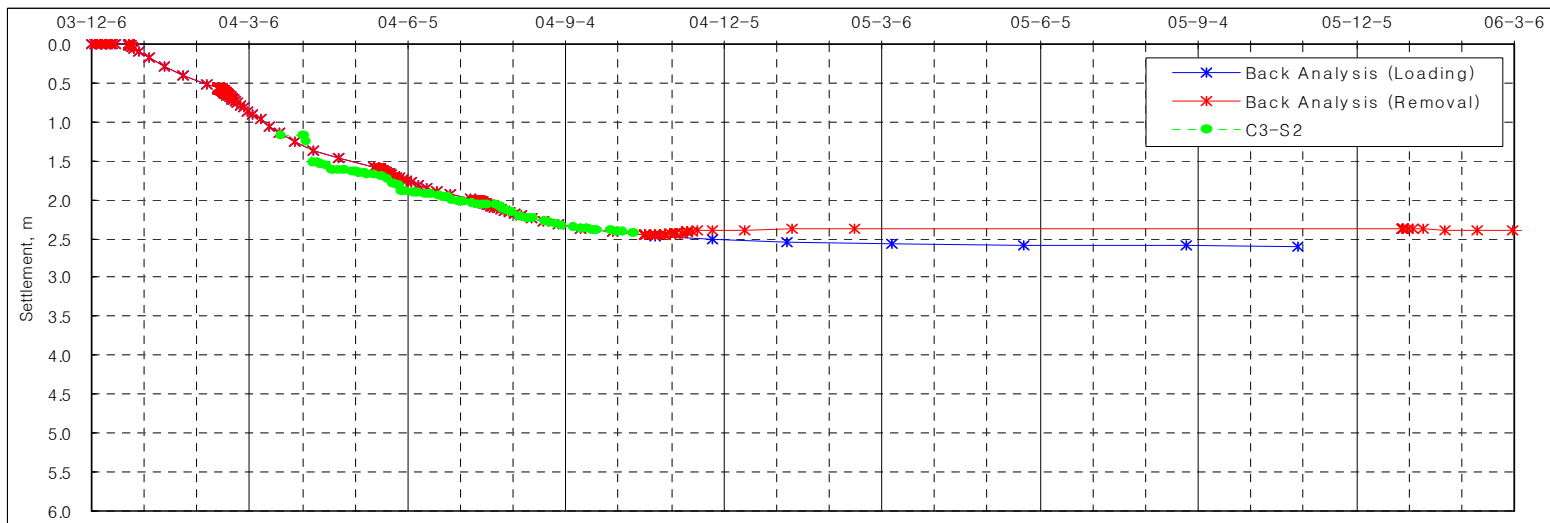
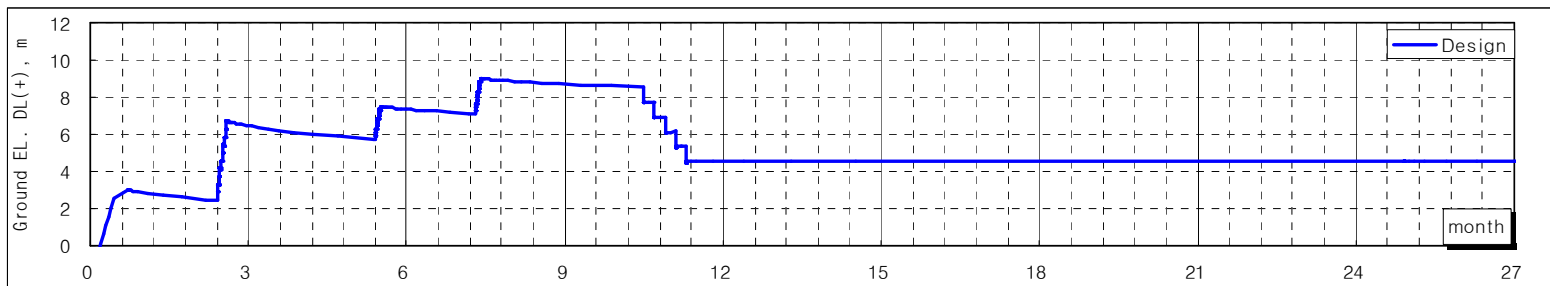
< C1 - Block 5 구역 >



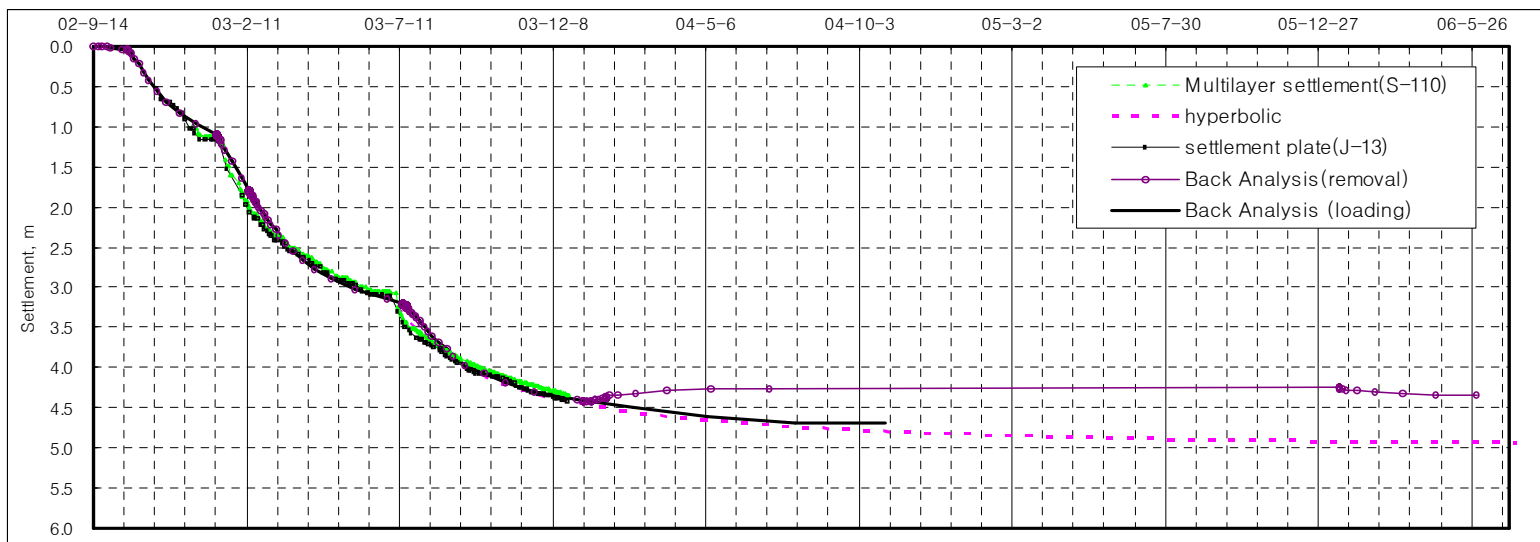
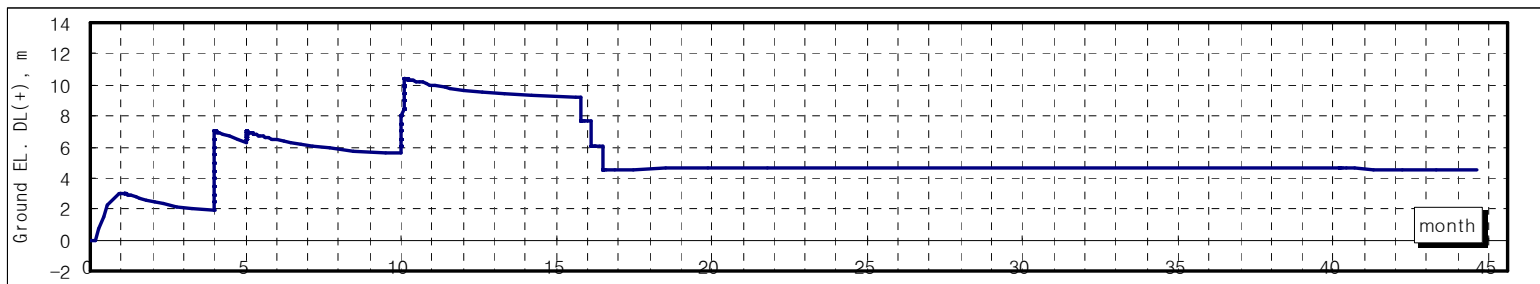
< C1 - Block 7 구역 >



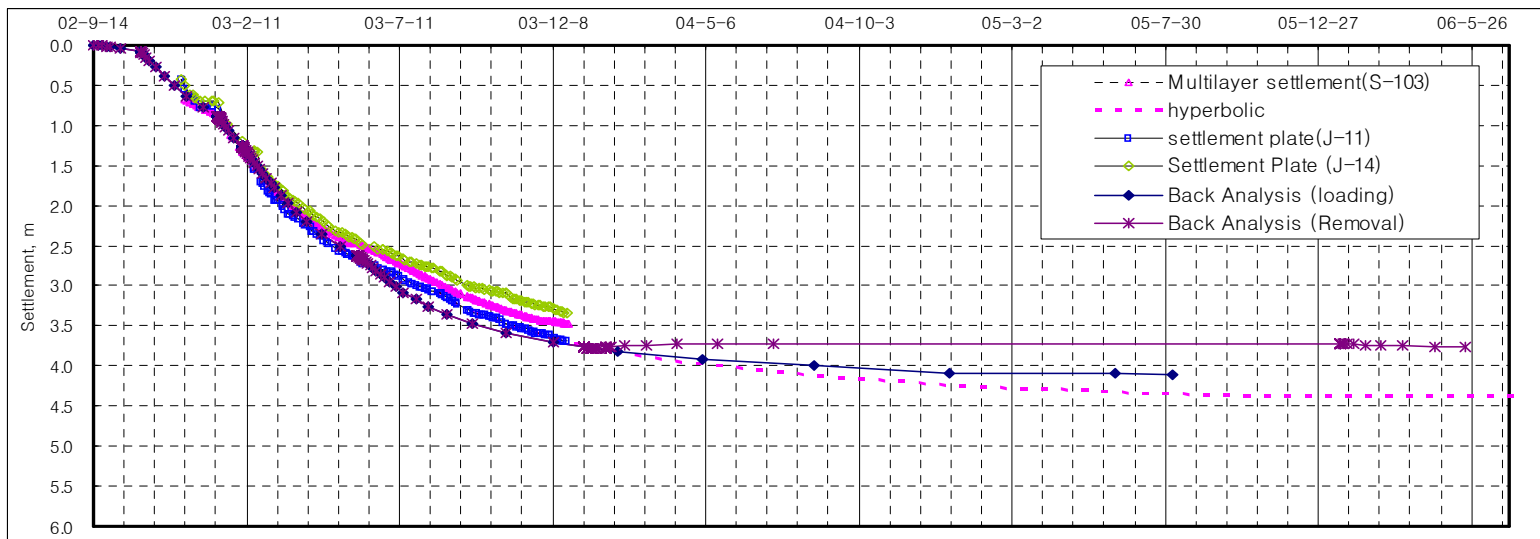
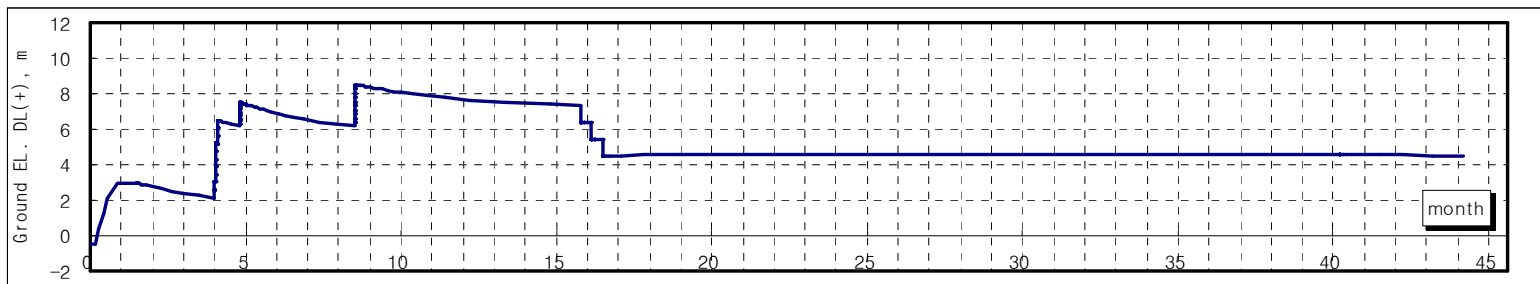
< C2 - Block 31 구역 >



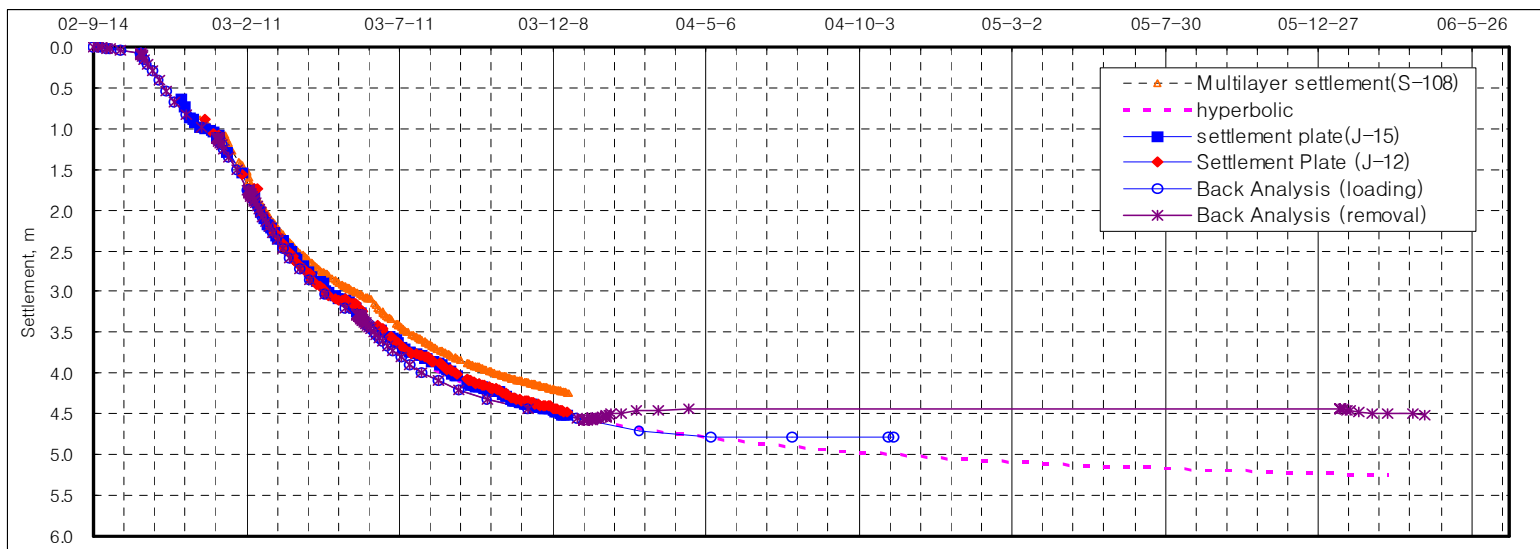
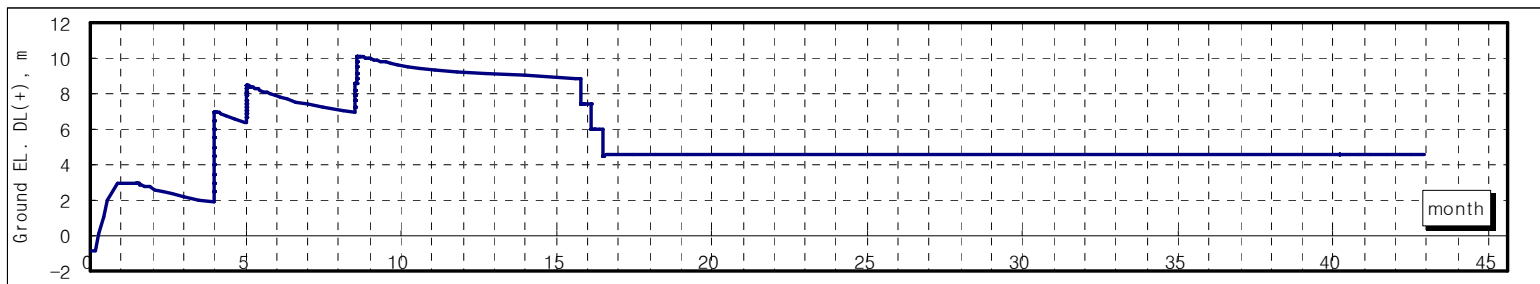
< C2 - Block 32 구역 >



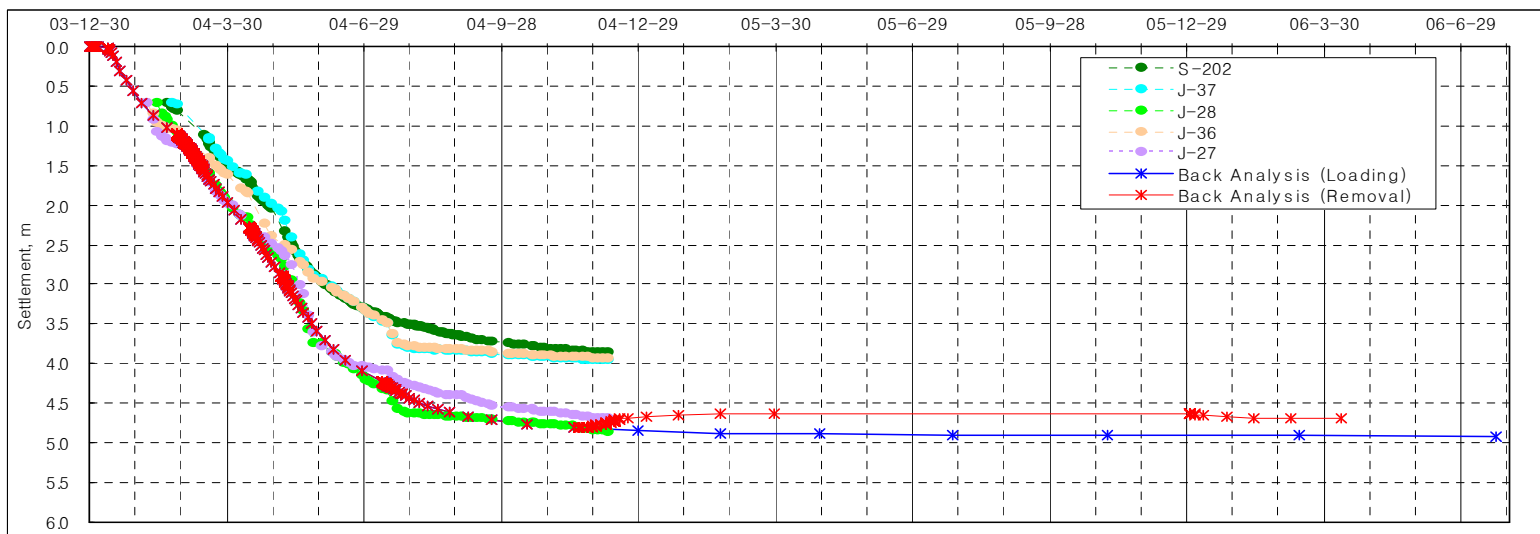
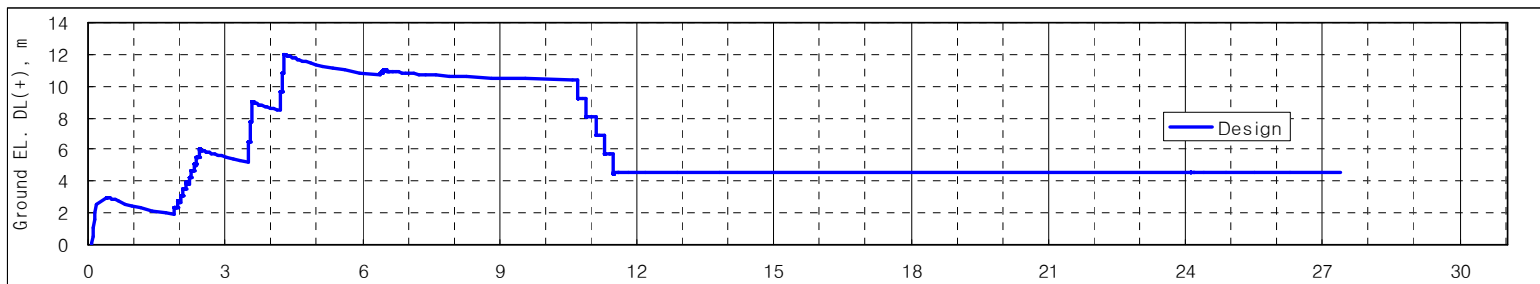
< D1 - Block 8 구역 >



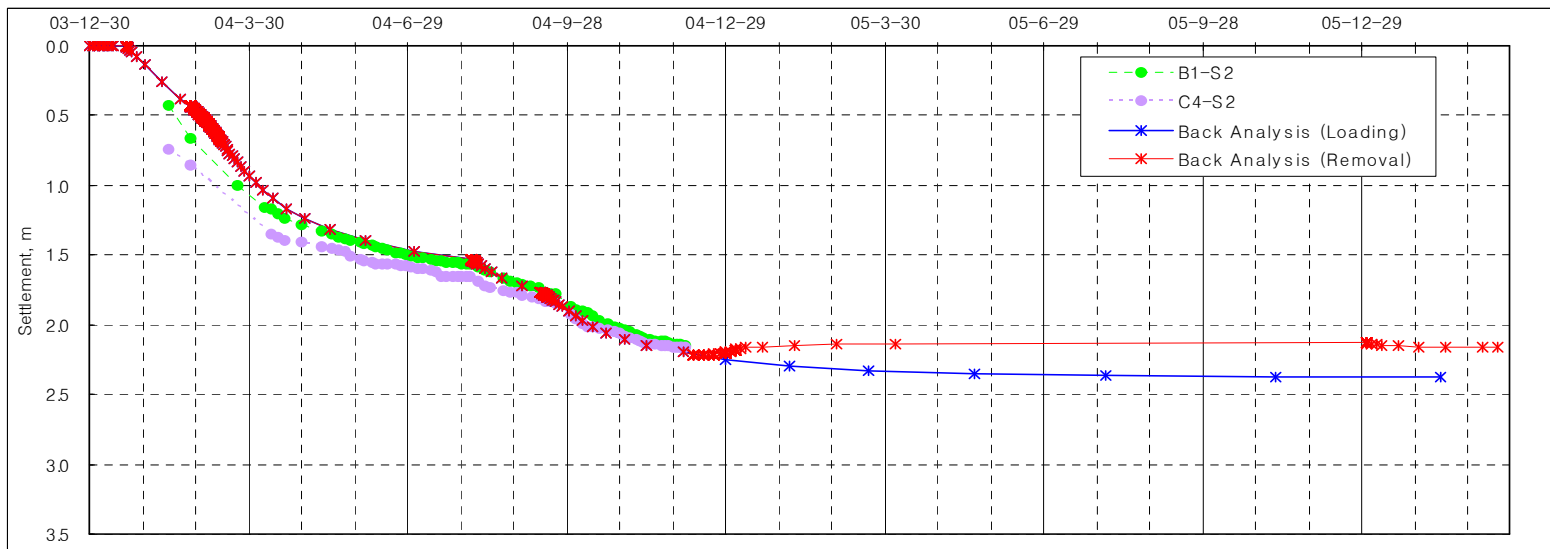
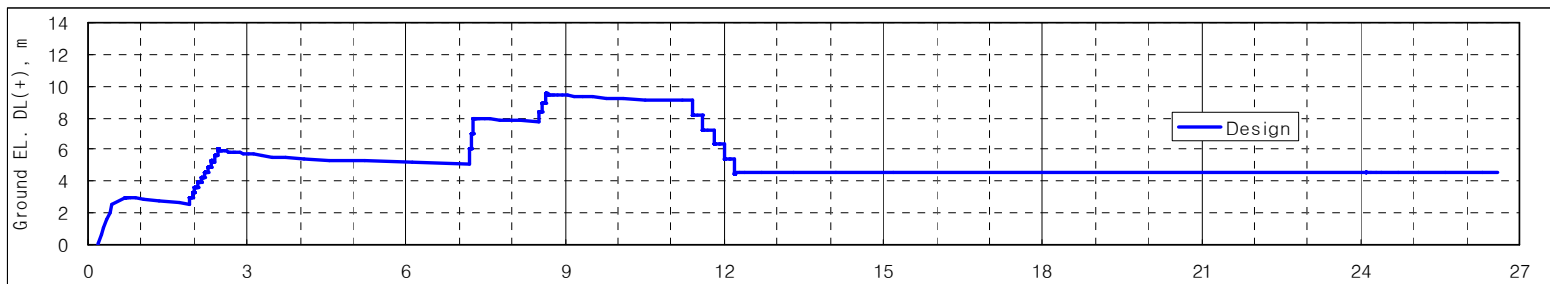
< D1 - Block 9 구역 >



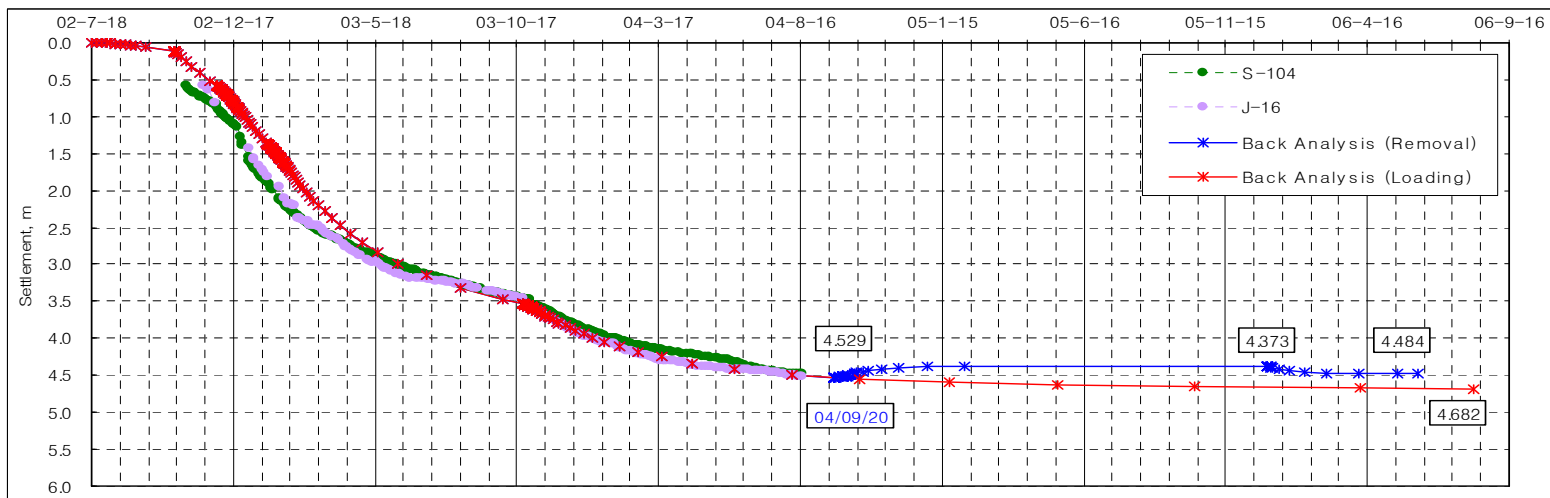
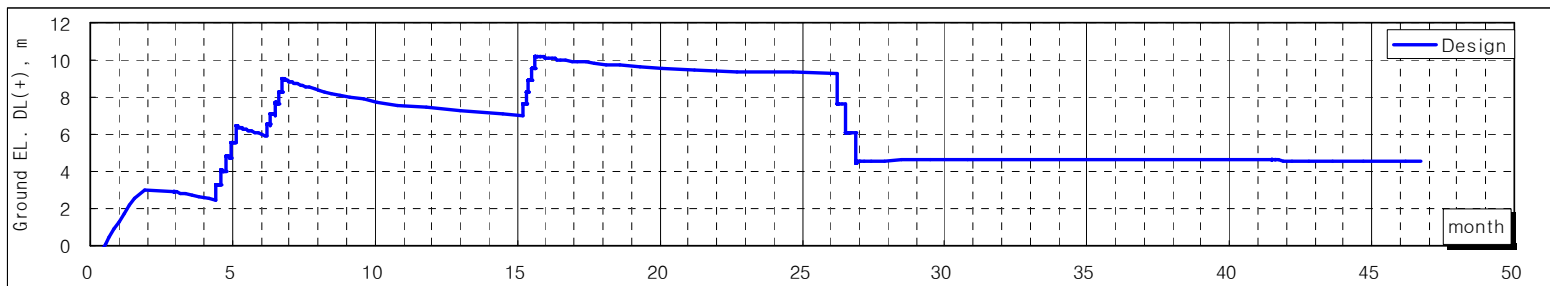
< D1 - Block 10구역 >



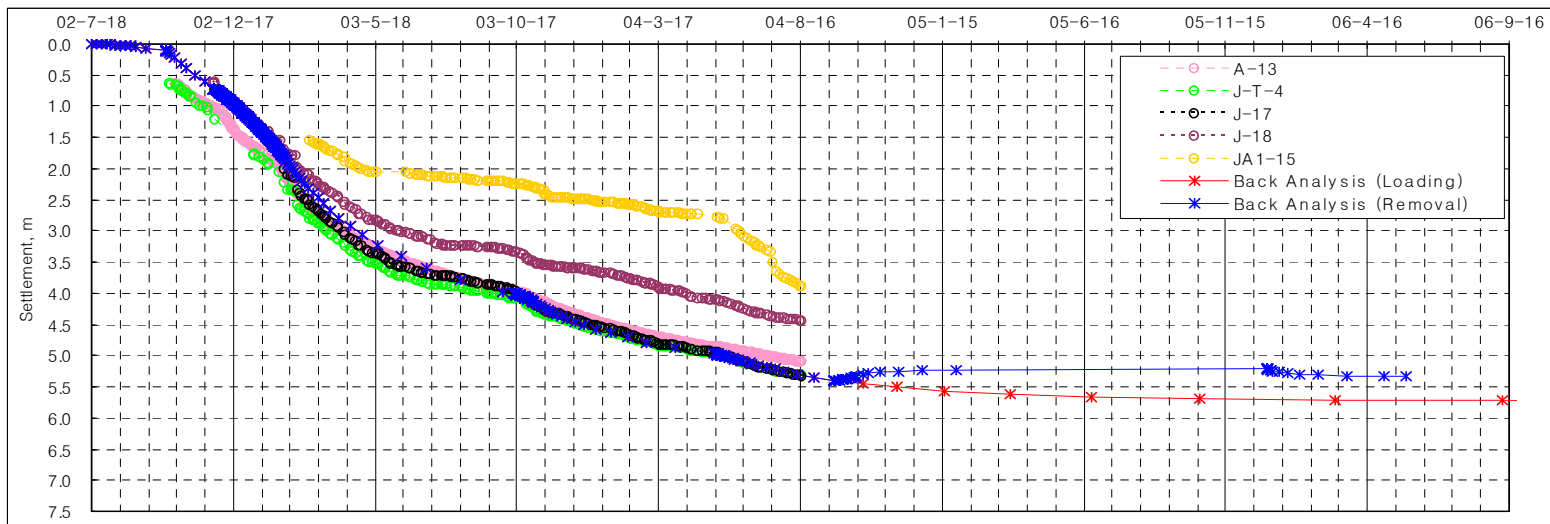
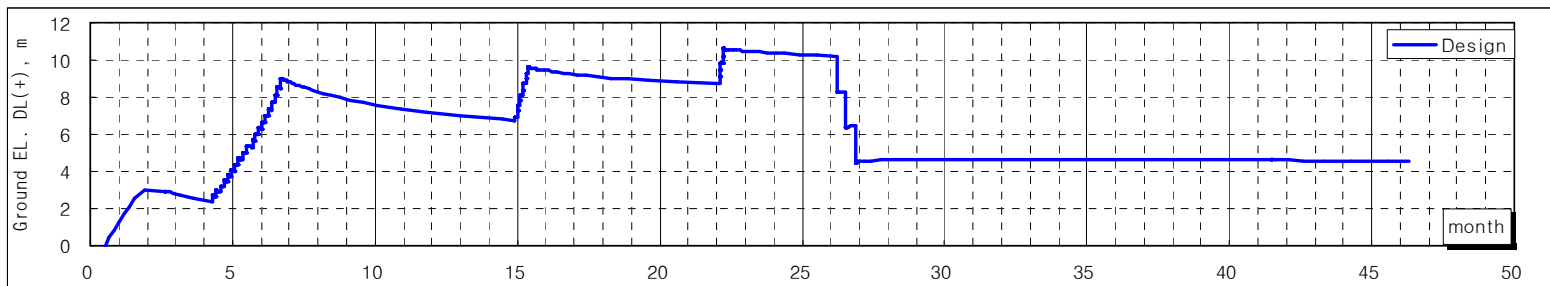
< D2 - Block 33구역 >



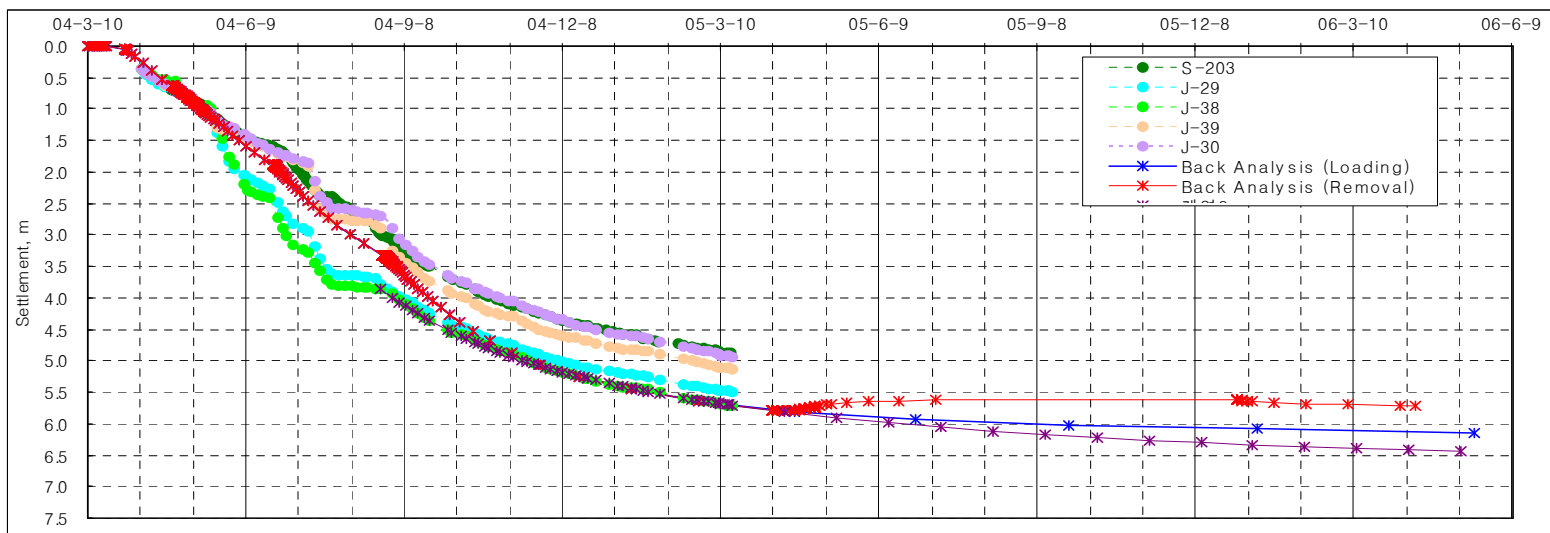
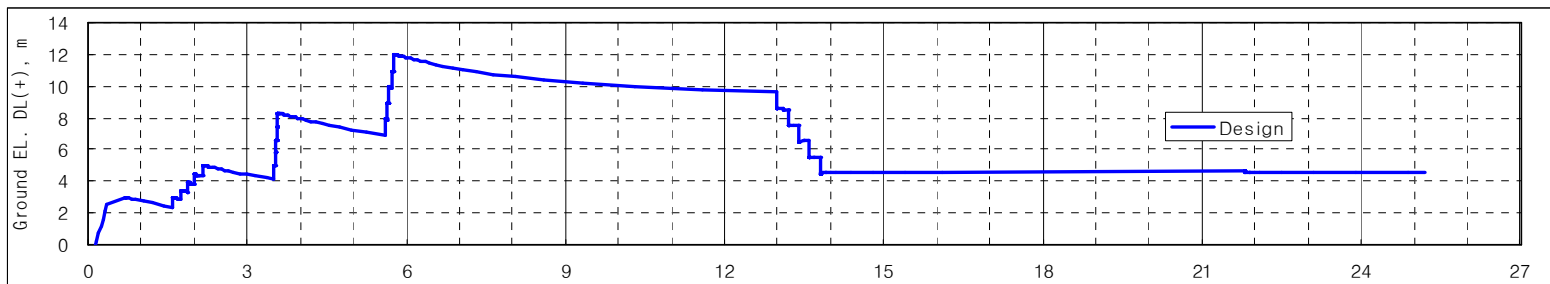
< D2 - Block 34구역 >



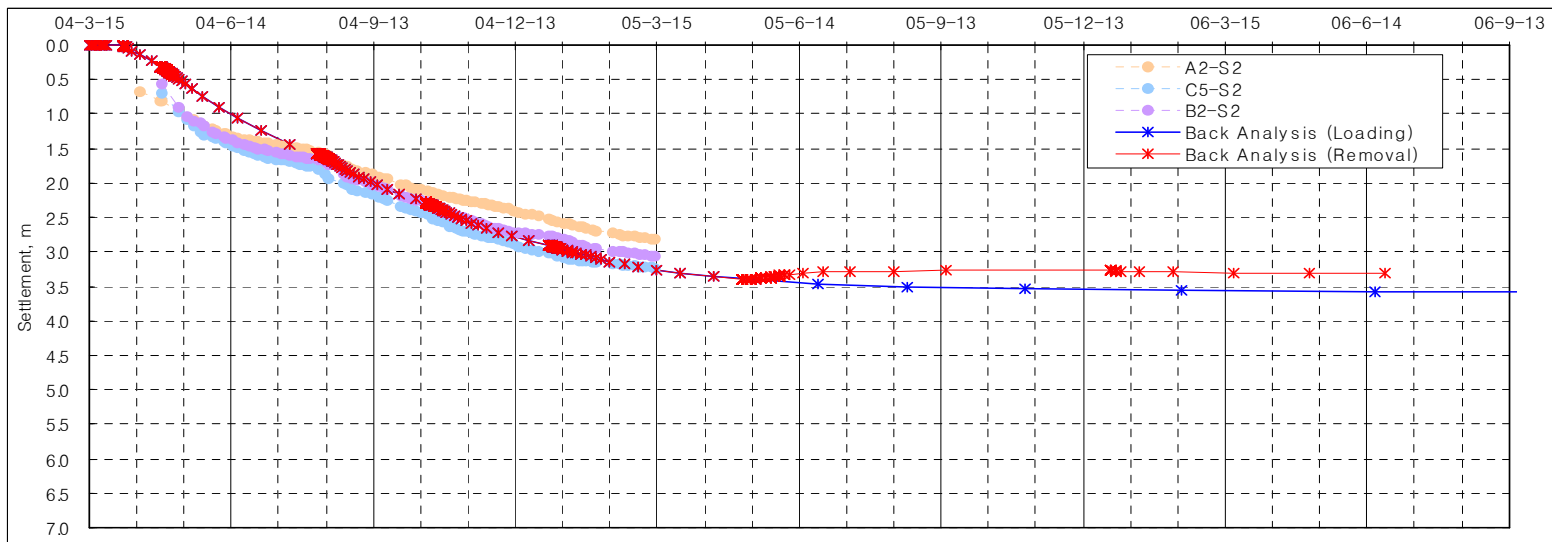
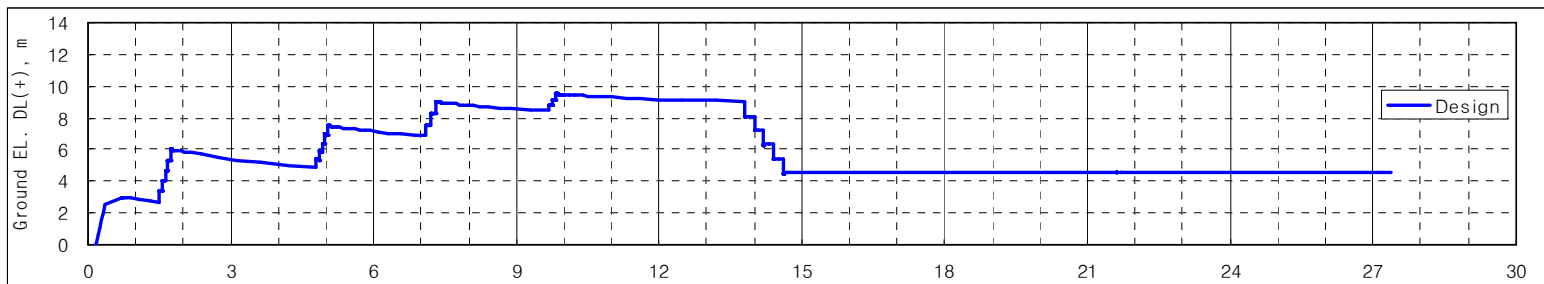
< E1 - Block 11구역 >



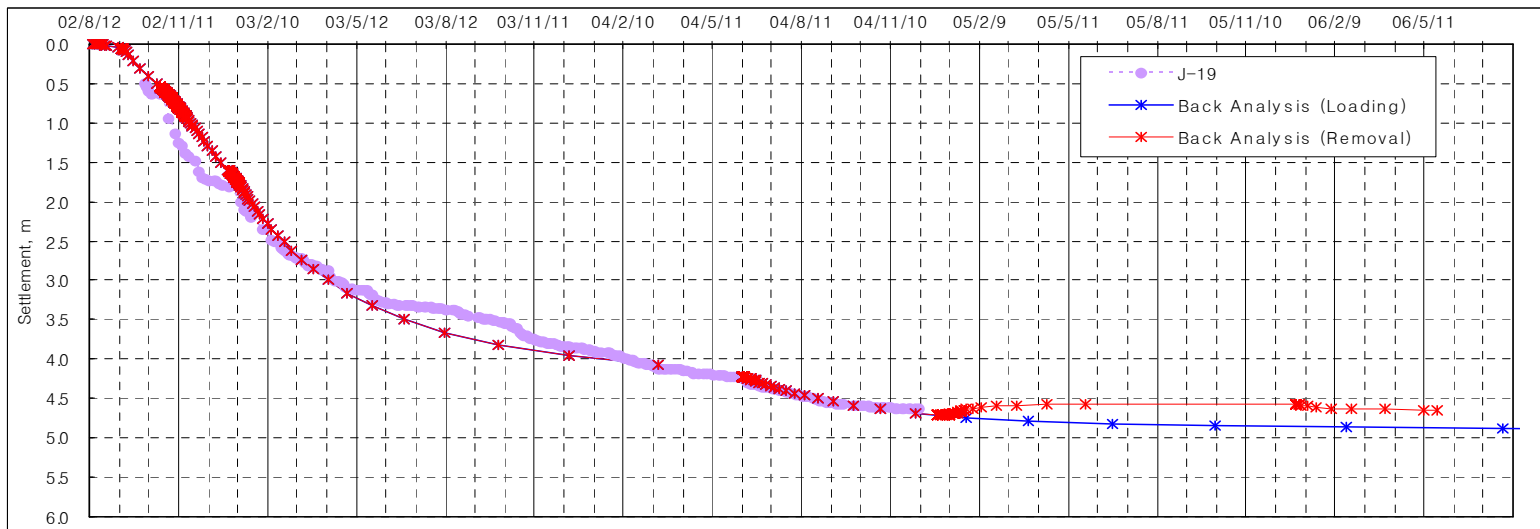
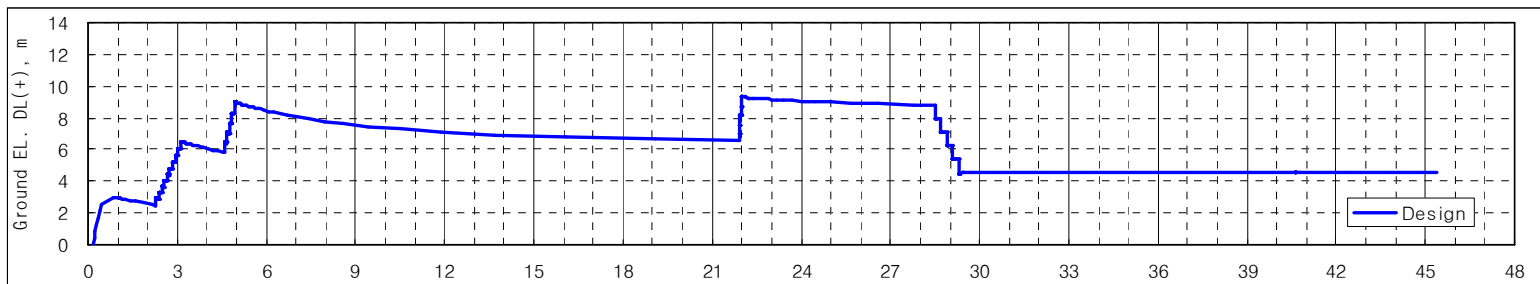
< E1 - Block 13구역 >



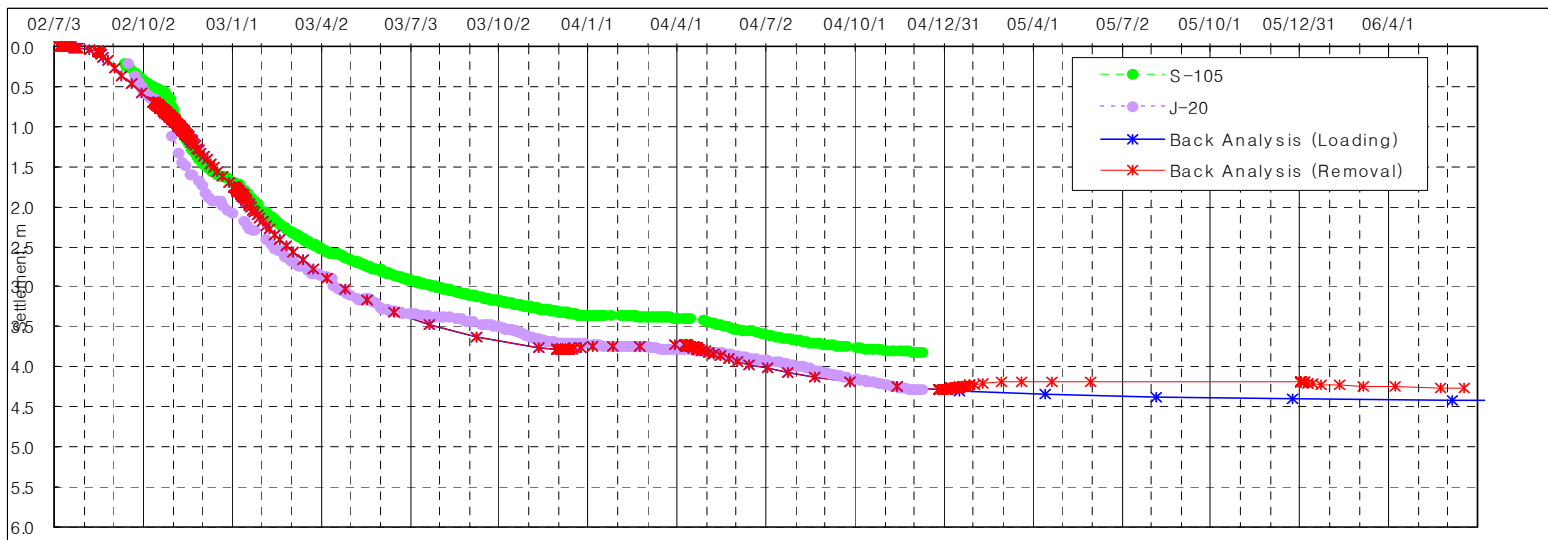
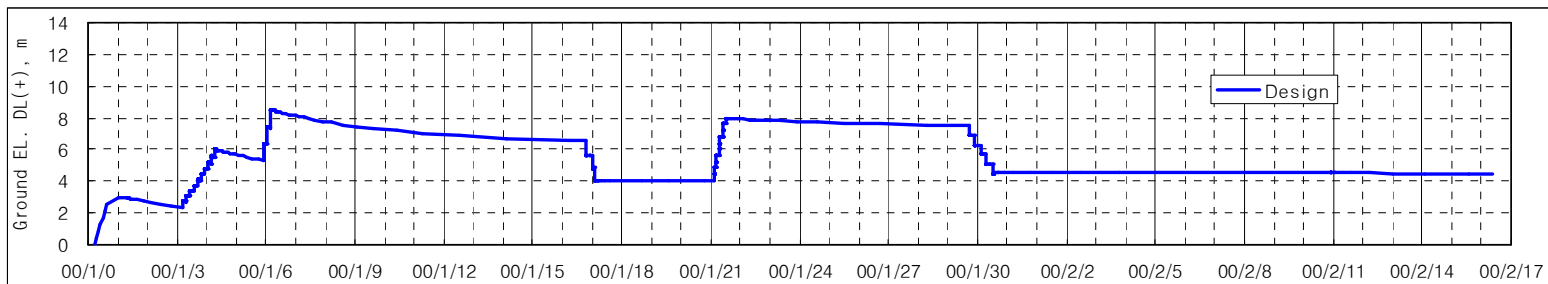
< E2 - Block 35구역 >



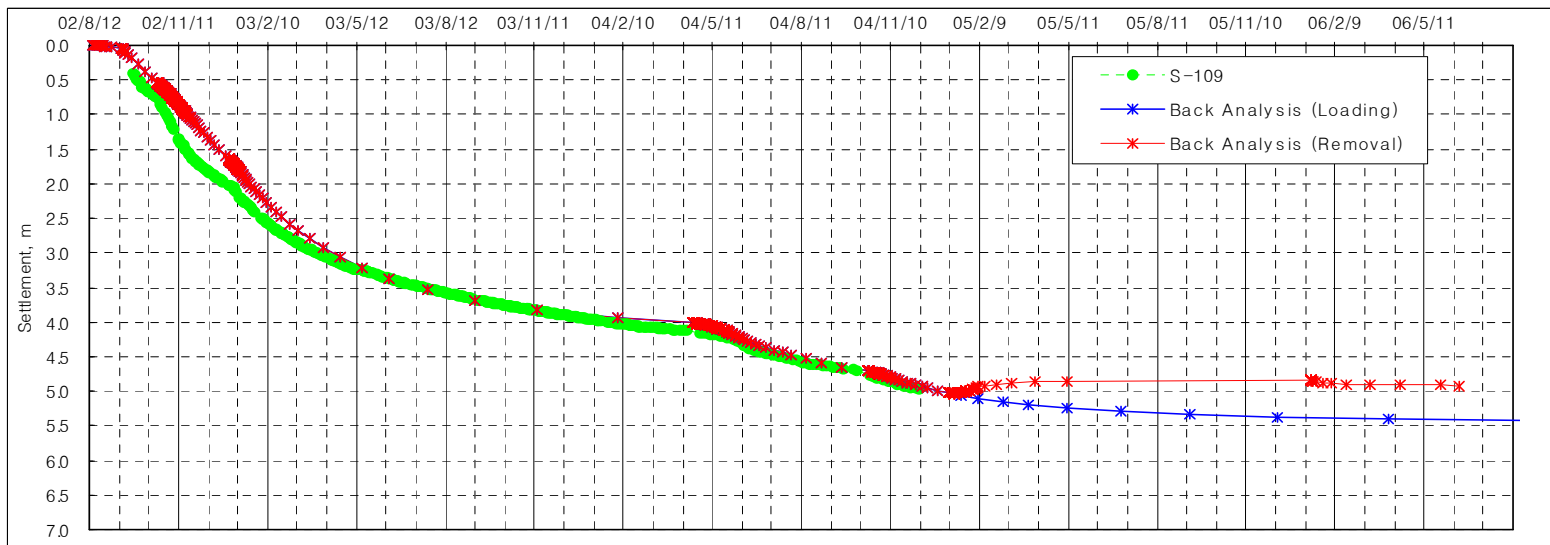
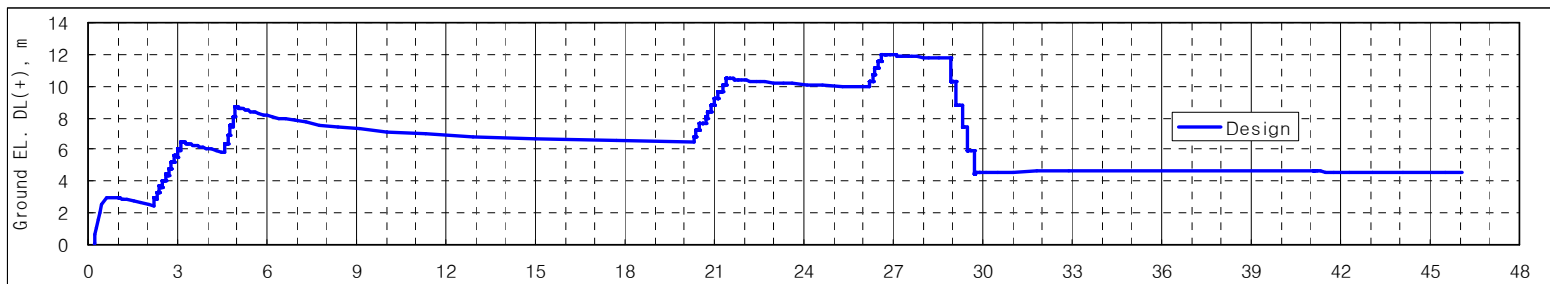
< E2 - Block 36구역 >



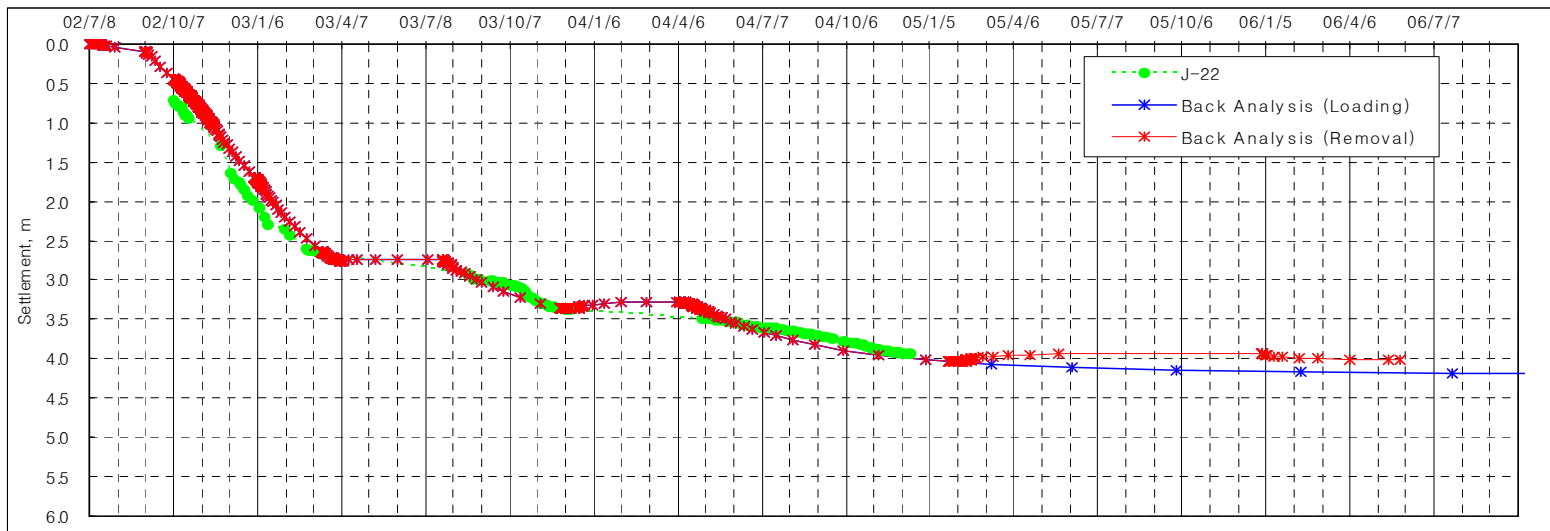
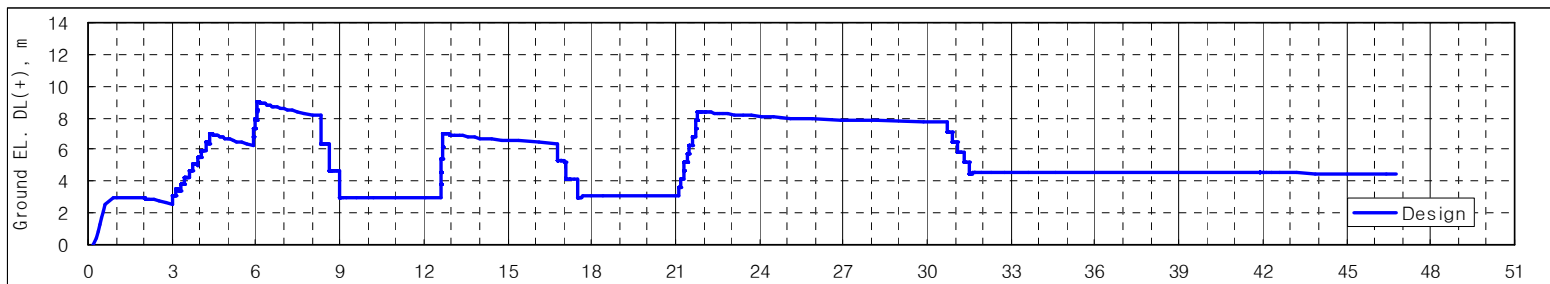
< F1 - Block 14구역 >



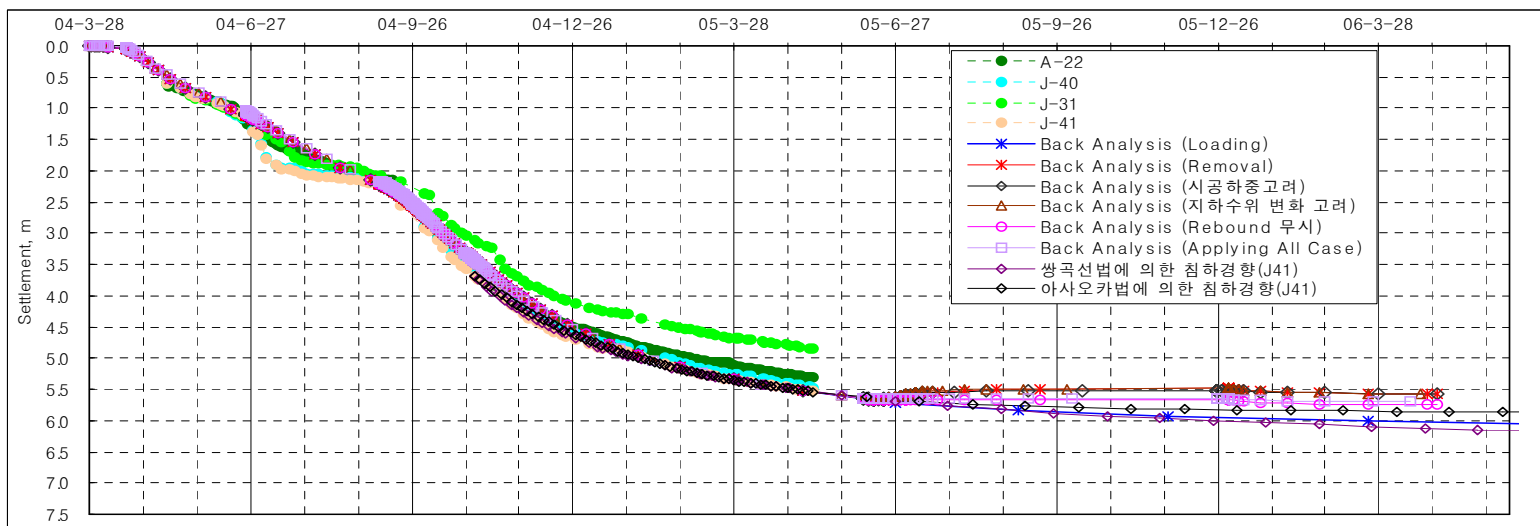
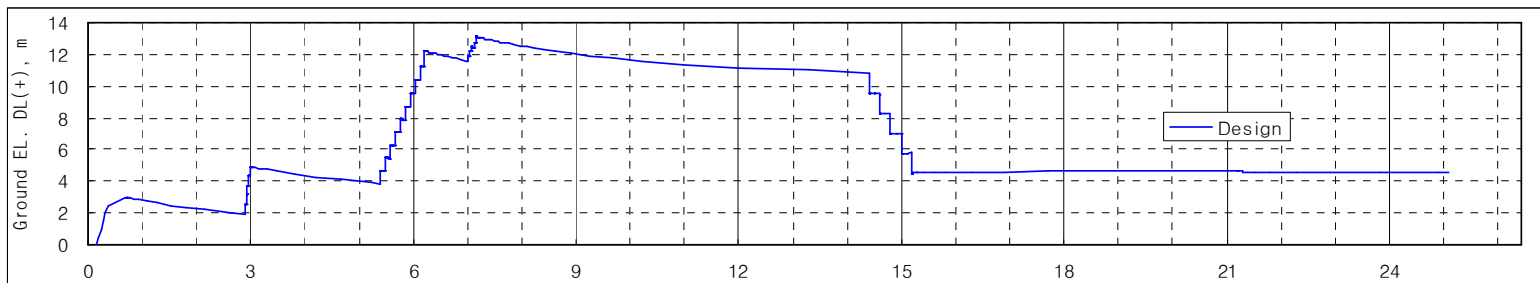
< F1 - Block 15구역 >



< F1 - Block 16구역 >



< F1 - Block 17구역 >



< F2 - Block 37구역 >

감사의 글

재학기간 동안 학문에 대한 열정과 제자에 대한 정성으로 가르침을 주시고, 본 논문의 연구 대상지역인 부산신항 연약지반개량공사에 많은 관심을 갖고 본 논문이 완성될 때까지 많은 지도 및 조언을 해 주신 김태형 지도교수님께 진심으로 감사드립니다. 또한 논문발표 및 기타 학교 업무에 협조해 주신 한국해양대학교 토목환경공학과 지반공학 실험실에도 감사드립니다.

바쁘신 와중에도 본 논문의 기초자료정리에 협조해 주시며, 특히 연구 대상지역의 연약지반개량공사의 철저한 분석 및 관리를 통해 프로젝트의 성공적 완수에 많은 노고를 해주신 삼성건설 부산신항 민자부두 설계팀에 본 논문을 통해 다시 한번 진심으로 감사드립니다.

대학원과정에 입학하고 학업을 지속할 수 있게 지원해 주신 양상용 상무님, 스승이지만 인간적인 만남에서 더 많은 것을 배울 수 있게 해주신 이중우 교수님, 심사과정에서 많은 조언해 주신 동서대학교 이광열 교수님께 고개 숙여 감사드립니다.

끝으로 조용히 저의 후원자가 되고 있는 아내와 인생의 목표를 설정하기 위해 전념하고 있는 장녀 진영이, 우리 가족의 영원한 미소의 원천 선우와 이 기쁨을 나누고자 합니다.

본 논문을 앞으로도 계속 공부하는 자세로 살아가겠다는 각서로써 마음속 깊이 간직하며, 진정한 엔지니어가 되도록 성실히 살아가겠습니다.
감사합니다.

2007년 2월

변기준 올림